



**Tiago Miguel Domingues Gomes**

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

## **Análise e dimensionamento de elementos estruturais de aço inoxidável**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Prof. Doutor João C. G. Rocha de Almeida,  
Professor Associado, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Miguel J.N. Pires Amado

Arguente: Prof. Doutor Filipe Amarante dos Santos

Vogal: Prof. Doutor João C. G. Rocha de Almeida



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Maio 2015**



‘Copyright’ Tiago Miguel Domingues Gomes, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor



# Agradecimentos

Antes de mais, quero agradecer ao Professor João Rocha de Almeida, não só pela orientação neste trabalho e pelos ensinamentos que me transmitiu ao longo do curso mas, sobretudo pela paciência que sempre mostrou.

Aos meus professores do Departamento de Engenharia Civil, que com distinção, transmitiram o seu conhecimento durante estes anos com o objetivo de formar profissionais qualificados.

Aos colegas de curso, mais e menos próximos, com quem tive a oportunidade de trocar ideias e apontamentos, realizar trabalhos, conviver e participar em diversas outras atividades, dentro e fora da faculdade, deixo também o meu agradecimento e, acima de tudo, os votos do maior sucesso a nível académico, profissional e pessoal.

Aos meus amigos, por tudo o que fizeram por mim até hoje, pelo apoio e incentivo e acima de tudo confiança que me deram e por ajudarem a fazer de mim a pessoa que sou hoje, o seu apoio nunca será esquecido.

Por último, mas não menos importante, agradeço à minha família, que sempre esteve ao meu lado, em momentos bons e menos bons, em especial à minha Mãe e ao meu Pai, para os quais não existem palavras suficientes para agradecer, por terem proporcionado esta oportunidade de concluir o curso de Engenharia Civil e por sempre terem acreditado em mim e mantido na direção certa, demonstrando todo o apoio necessário, sem o qual nada teria sido possível.



# Resumo

Tradicionalmente, o aço inoxidável não tem sido utilizado na Construção como material estrutural corrente devido ao seu elevado custo, sendo normalmente a sua utilização motivada por condicionalismos arquitetónicos e estéticos. Contudo, nos últimos anos, com a introdução dos Eurocódigos e do conceito de materiais sustentáveis, o interesse na utilização deste material em estruturas correntes de Engenharia Civil tem vindo a aumentar consideravelmente.

Esta dissertação tem como objetivo, com base na compilação bibliográfica descritiva das características do aço inoxidável como material estrutural, discutir o processo de verificação da segurança, de acordo com o Eurocódigo 3, de elementos de aço inoxidável apresentando exemplos práticos de dimensionamento.

Do presente estudo verificou-se que a aplicabilidade do aço inoxidável como material estrutural corrente, embora seja possível através da norma europeia respetiva (Eurocódigo 3 - Parte 1-4) é ainda muito limitada pois este Eurocódigo é demasiado conservativo para esse material e por isso ineficiente. Assim, para um dimensionamento económico, é necessário que seja aproveitada a plasticidade inerente do material e que se proceda a uma revisão da norma europeia, de modo a refletir as diferenças do aço inoxidável em relação ao aço carbono, como proposto pelo método da resistência contínua.

## **Palavras-chave:**

Aço inoxidável; Eurocódigo 3; Análise estrutural; Dimensionamento; Endurecimento por deformação; Método da resistência contínua.





# Abstract

Traditionally, stainless steel has not been used as a primary structural material in Construction due to its high material cost, being relegated to structures in which aesthetic considerations are a primary concern but in the last years, with the introduction of the Eurocodes and the notion of sustainable materials, interest in the use of stainless steel in conventional Civil Engineering structures has increased considerably.

The purpose of this dissertation is to, based on a literature review of stainless steel characteristics and structural analysis methods, discuss the design procedures of structural elements according to Eurocode 3, presenting examples.

From this study, it can be concluded that conventional design methods for use of stainless steel as a structural material are possible but limited due to excessive conservatism and resulting inefficiency. However, a more economic design can be achieved if the plasticity capacity of stainless steel can be taken into account and a review of the European design standard is made, as proposed by the continuous strength method.

## **Keywords:**

Stainless steel; Eurocode 3; Structural analysis; Design; Strain hardening; Continuous strength method.



# Índice de Conteúdos

1	Introdução .....	1
1.1	Considerações gerais .....	1
1.2	Objetivos .....	6
1.3	Estrutura da dissertação.....	6
2	Propriedades do material.....	7
2.1	Tipos de ligas de aço inoxidável .....	7
2.1.1	Aços austeníticos.....	7
2.1.2	Aços ferríticos .....	7
2.1.3	Aços austenítico-ferríticos.....	7
2.1.4	Aços martensíticos e endurecidos por precipitação.....	8
2.1.5	Classificação europeia.....	8
2.2	Propriedades mecânicas e físicas .....	9
2.2.1	Relação tensão – deformação .....	9
2.2.2	Tratamento a frio.....	12
2.2.3	Resistência ao fogo.....	14
2.3	Durabilidade.....	16
3	Verificações de segurança de elementos em aço inoxidável segundo o Eurocódigo 3 .....	19
3.1	Generalidades .....	19
3.2	Classificação de secções transversais.....	20
3.2.1	Largura efetiva para secções transversais de classe 4 .....	23
3.3	Resistência de secções transversais.....	26
3.3.1	Resistência à tração .....	26
3.3.2	Resistência à compressão .....	26
3.3.3	Resistência ao momento fletor .....	27
3.3.4	Resistência ao esforço transversal.....	27
3.3.5	Resistência a combinação de esforços.....	28
3.4	Resistência de elementos à encurvadura .....	31

3.4.1	Resistência à encurvadura de elementos uniformes comprimidos .....	32
3.4.2	Resistência à encurvadura lateral de elementos uniformes em flexão .....	33
3.4.3	Resistência à encurvadura de elementos uniformes em flexão composta com compressão .....	35
3.4.4	Resistência à encurvadura da alma por esforço transversal .....	36
3.4.5	Resistência à interação entre esforço transversal, momento fletor e esforço axial tendo em conta a encurvadura da alma .....	38
4	Otimização do dimensionamento de elementos em aço inoxidável .....	41
4.1	Proposta de Gardner & Theofanous (2008) para limites de esbelteza no EC3-1-4 para classificação de secções transversais.....	41
4.2	Proposta de Saliba et al (2014) para determinação da resistência à encurvadura da alma.....	43
4.3	Aumento de resistência mecânica na região dos cantos de secções transversais enformadas a frio.....	44
4.4	Método da Resistência Contínua.....	46
4.4.1	Modelo material .....	47
4.4.2	Capacidade de deformação da secção transversal .....	48
4.4.3	Resistencia de secções transversais (método da resistência contínua) .....	52
4.4.4	Resistencia de elementos à encurvadura (método da resistência contínua) .....	54
4.4.5	Comentários .....	57
5	Exemplos de dimensionamento de elementos em aço inoxidável.....	59
5.1	Verificação de segurança de um pórtico segundo o EC3-1-4 .....	59
5.1.1	Verificação de segurança das colunas (pilar BD).....	61
5.1.2	Verificação de segurança da viga CD .....	68
5.2	Verificação de segurança de elementos estruturais pelo método da resistência contínua .....	75
5.2.1	Coluna sujeita a compressão simples .....	75
5.2.2	Viga sujeita a flexão composta com compressão .....	79
6	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	85
6.1	Conclusões .....	85
6.2	Desenvolvimentos futuros.....	86
7	Bibliografia .....	87

# Índice de Figuras

Figura 1.1: Topo do Edifício Chrysler .....	4
Figura 1.2: Vista geral do Pavilhão da Porsche (Porsche Pavilion, 2013) .....	4
Figura 1.3: Vista do sistema estrutural do Pavilhão da Porsche (Porsche Pavilion, 2013) .....	4
Figura 1.4: Vista inferior da Ponte de Cala Galdana (Cala Galdana Bridge, 2010) .....	5
Figura 1.5: Pormenor do sistema estrutural da Ponte de Cala Galdana (Cala Galdana Bridge, 2010) .....	5
Figura 1.6: Vista geral do edifício New Poly Plaza (New Beijing Poly Plaza cable net wall, 2011)	5
Figura 1.7: Pormenor do sistema de cabos (New Beijing Poly Plaza cable net wall, 2011) .....	5
Figura 2.1: Curvas típicas tensão-deformação para aços inoxidáveis e para aço carbono (adaptado de Euro Inox (2006)) .....	9
Figura 2.2: Curvas típicas tensão-deformação para a liga 1.4318 enformada a frio até C850 (adaptado de Euro Inox (2006)) .....	12
Figura 2.3 Efeitos do tratamento a frio numa amostra de liga 1.4307 (adaptado de Euro Inox (2007)) .....	12
Figura 2.4: Efeito no comportamento tensão-deformação no material de canto de uma secção de aço inoxidável obtida por quinagem (adaptado de Quach & Qiu (2014)) .....	13
Figura 2.5: Redução da tensão de cedência efetiva a temperaturas elevadas para aço carbono e para aço inoxidável (adaptado de Gardner & Ng (2006)) .....	14
Figura 2.6: Redução de rigidez efetiva a temperaturas elevadas para aço carbono e para aço inoxidável (adaptado de Gardner & Ng (2006)) .....	14
Figura 2.7: Comparação entre as extensões térmicas do aço inoxidável austenítico e do aço carbono (adaptado de Gardner & Ng (2006)) .....	15
Figura 2.8: Mapa nacional de corrosão atmosférica (Ferreira, 1998) .....	16
Figura 3.1: Mudança de posição da linha neutra de uma secção de Classe 4 em I quando sujeita a momento fletor (adaptado de Euro Inox (2006)) .....	24
Figura 3.2: Curvas de encurvadura por flexão, torção e flexão-torção adotadas no EC3-1-4 (adaptado de Euro Inox (2006)) .....	33
Figura 3.3: Curvas de encurvadura lateral adotadas no EC3-1-4 (adaptado de Euro Inox (2006)) .	35
Figura 4.1: Comparação entre os resultados experimentais de vários autores e a função proposta pelo EC3-1-4 para cálculo da resistência à encurvadura por esforço transversal (adaptado de Saliba, et al. (2014)) .....	43
Figura 4.2: Modelo proposto para o aumento da tensão de cedência em a)secções obtidas por quinagem e b)secções tubulares quadradas obtidas por laminagem (Cruise & Gardner, 2008) .....	45

Figura 4.3: Secção em C com reforços de Classe 4 sujeita a compressão (adaptado de Euro Inox (2006)).....	46
Figura 4.4: Comparação de resultados experimentais de 81 colunas com as curvas de resistência do EC3-1-4 (adaptado de Afshan & Gardner, 2013).....	47
Figura 4.5: Comparação de resultados experimentais de 65 vigas com as curvas de resistência do EC3-1-4 (adaptado de Afshan & Gardner, 2013).....	47
Figura 4.6 Relação tensão-deformação adotada no CSM (adaptado de Afshan & Gardner, 2013) .	48
Figura 4.7 Análise da encurvadura local de uma secção de parede fina (Landolfo, 2008) .....	49
Figura 4.8: Gráfico carga - deslocamento em colunas (Afshan & Gardner, 2013).....	51
Figura 4.9: Gráfico carga - curvatura em vigas (Afshan & Gardner, 2013) .....	51
Figura 4.10: Curva base da relação entre esbelteza da secção transversal e capacidade de deformação (adaptado de Afshan & Gardner, 2013) .....	52
Figura 4.11: Curvas de encurvadura por flexão para o método da resistência contínua .....	56
Figura 5.1: Exemplo de dimensionamento - Pórtico com deslocamentos laterais .....	59
Figura 5.2: Diagrama de esforço normal (valores em kN).....	60
Figura 5.3: Diagrama de esforço transversal (valores em kN).....	60
Figura 5.4: Diagrama de momento fletor (valores em kNm) .....	60
Figura 5.5: Secção transversal dos pilares (RHS 250x150x10) .....	61
Figura 5.6: Distribuição plástica de tensões para flexão composta.....	62
Figura 5.7: Fator $\alpha$ .....	62
Figura 5.8: Coluna analisada segundo o método de Wood .....	65
Figura 5.9: Secção transversal da viga (HEB 220) .....	69
Figura 5.10: Exemplo de dimensionamento - coluna simplesmente apoiada sujeita a compressão simples.....	76
Figura 5.11: Secção transversal da coluna SHS 150x150x10 .....	77
Figura 5.12: Viga sujeita a flexão composta com compressão .....	79
Figura 5.13: Secção transversal IPE 160.....	80

# Índice de Quadros

Quadro 2.1: Valores nominais da tensão de cedência $f_y$ e da tensão última à tração $f_u$ para aços inoxidáveis (EN 1993-1-4, 2006).....	10
Quadro 2.2: Valores do coeficiente $n$ (EN 1993-1-4, 2006) .....	11
Quadro 2.3: Valores nominais da tensão de cedência $f_y$ e da tensão última à tração $f_u$ para aços inoxidáveis austeníticos laminados a frio (EN 1993-1-4, 2006).....	13
Quadro 2.4: Ligas sugeridas para aplicação estrutural (EN 1993-1-4, 2006) .....	17
Quadro 3.1: Valores dos coeficientes parciais de segurança (EN 1993-1-4, 2006).....	20
Quadro 3.2: Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (adaptado de EN 1993-1-4, 2006).....	21
Quadro 3.3: Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (adaptado de EN 1993-1-4, 2006).....	22
Quadro 3.4: Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (adaptado de EN 1993-1-4, 2006).....	23
Quadro 3.5: Comprimentos efetivos: elementos internos comprimidos (adaptado de EN 1993-1-5, 2006) .....	25
Quadro 3.6: Comprimentos efetivos: elementos externos comprimidos (adaptado de EN 1993-1-5, 2006) .....	25
Quadro 3.7: Valores de $\alpha$ e $\lambda_0$ (EN 1993-1-4, 2006) .....	33
Quadro 4.1: Limites de esbelteza propostos por Gardner & Theofanous e comparação com os limites regulamentares atuais (Gardner & Theofanous, 2008).....	42
Quadro 4.2(continuação): Limites de esbelteza propostos por Gardner & Theofanous e comparação com os limites regulamentares atuais (Gardner & Theofanous, 2008) .....	43
Quadro 4.3: Expressões para a contribuição da alma na resistência à encurvadura por corte .....	44
Quadro 4.4: Coeficientes para o cálculo da resistência à flexão composta pelo método da resistência contínua (Liew & Gardner, 2015) .....	54
Quadro 4.5: Valores de $\alpha$ e $\lambda_0$ para o método da resistência contínua (Ashraf, et al., 2008).....	55
Quadro 4.6: Comparação dos resultados de testes com a resistência prevista através do EC3-1-4 e o do CSM .....	58





# Lista de Abreviaturas, siglas e Símbolos

## Abreviaturas e siglas

CUFSM	<i>Cornel University – Finite Strip Method</i>
CHS	<i>Circular Hollow Section</i> (secção tubular circular)
CSM	<i>Continouous Strength Method</i> (Método da resistência contínua)
EC3	Eurocódigo 3
EC3-1-1	Parte 1-1 do Eurocódigo 3 (NP EN 1993-1-1)
EC3-1-2	Parte 1-2 do Eurocódigo 3 (NP EN 1993-1-2)
EC3-1-3	Parte 1-3 do Eurocódigo 3 (EN 1993-1-3)
EC3-1-4	Parte 1-4 do Eurocódigo 3 (EN 1993-1-4)
EC3-1-5	Parte 1-5 do Eurocódigo 3 (EN 1993-1-5)
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
RHS	<i>Rectangular Hollow Section</i> (secção tubular retangular)
SHS	<i>Square Hollow Section</i> (secção tubular quadrada)
UNL	Universidade Nova de Lisboa

## Símbolos

### Letras maiúsculas latinas

$A$	Área bruta de uma secção transversal
$A_{eff}$	Área efetiva de uma secção transversal
$A_{net}$	Área útil de uma secção transversal
$A_v$	Área resistente ao esforço transversal
$A_w$	Área correspondente à alma da secção transversal
$E$	Módulo de elasticidade
$E_{sh}$	Declive da reta de endurecimento por deformação (Método da resistência Contínua)
$E_y$	Módulo de elasticidade tangente no ponto correspondente à tensão de cedência
$I$	Inércia
$L_{cr}$	Comprimento efetivo de um elemento para efeitos de encurvadura
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral
$M_{cr}$	Momento crítico elástico de encurvadura lateral
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente

$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{N,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal
$M_{V,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço transversal
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão
$N_{cr}$	Valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal atuante
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta
$N_{t,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração
$N_{u,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação
$R_{p0,01}$	Tensão limite de proporcionalidade correspondente a uma extensão de 0,01%
$V_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente à encurvadura por esforço transversal
$V_{bf,Rd}$	Contribuição do banzo para o valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura por esforço transversal
$V_{bw,Rd}$	Contribuição da alma para o valor de cálculo do esforço transversal resistente à encurvadura por esforço transversal
$V_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente associado ao eixo considerado
$V_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal atuante associado ao eixo considerado
$W_{eff}$	Módulo de flexão de uma secção transversal efetiva
$W_{el}$	Módulo de flexão elástico de uma secção transversal
$W_{pl}$	Módulo de flexão plástico de uma secção transversal

### **Letras minúsculas latinas**

$a_f$	Rácio entre a área dos banzos e área bruta de uma secção transversal
$a_w$	Rácio entre a área das almas e área bruta de uma secção transversal
$b$	Largura de uma secção transversal
$b_f$	Largura do banzo
$c$	Largura ou altura de parte de uma secção transversal
$c_{cl}$	Comprimento do componente referente de linha média da secção transversal
$c_{flat}$	Dimensão total do componente para efeitos de encurvadura local
$e_N$	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetivas e bruta,

segundo o eixo considerado

$f_{csm}$	Tensão limite (método da resistência contínua)
$f_y$	Tensão de cedência
$f_u$	Tensão última
$h$	Altura de uma secção transversal
$h_w$	Altura da alma
$k_y$	Fator de interação para encurvadura por flexão composta
$k_z$	Fator de interação para encurvadura por flexão composta
$k_{LT}$	Fator de interação para encurvadura por flexão composta
$k_\sigma$	Fator de encurvadura de placa
$k_\tau$	Coeficiente de encurvadura por esforço transversal
$n$	Fator de endurecimento do material; rácio entre o valor de cálculo do esforço normal atuante e o valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta
$t$	Espessura do componente
$t_f$	Espessura do banzo
$t_w$	Espessura da alma

### Letras minúsculas gregas

$\alpha$	Fator de imperfeição para o modo de encurvadura considerado
$\alpha_{LT}$	Fator de imperfeição para encurvadura lateral
$\beta_w$	Rácio entre o módulo de flexão considerado para a classe da secção transversal e o módulo de flexão plástico da secção transversal
$\gamma_{M0}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais
$\gamma_{M1}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura
$\gamma_{M2}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação
$\varepsilon$	Extensão; Coeficiente material dependente de $f_y$ e $E$
$\varepsilon_{cr}$	Extensão crítica elástica de encurvadura local
$\varepsilon_{csm}$	Extensão limite para o método da resistência contínua
$\varepsilon_y$	Extensão de cedência
$\varepsilon_u$	Extensão última
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada de um elemento
$\bar{\lambda}_0$	Esbelteza limite para consideração de efeitos de encurvadura
$\bar{\lambda}_p$	Esbelteza de placa (Eurocódigo 3); Esbelteza da secção transversal (Método da

	resistência contínua)
$\bar{\lambda}_w$	Esbelteza normalizada da alma
$\rho$	Fator de redução
$\sigma$	Tensão
$\sigma_{cr,cs}$	Tensão crítica elástica de encurvadura local da secção transversal
$\sigma_{eff}$	Tensão efetiva para efeitos de encurvadura segundo o método da resistência contínua
$\sigma_{x,Ed}$	Valor de cálculo da tensão longitudinal atuante devida ao momento fletor e ao esforço normal
$\chi$	Coefficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
$\chi_{LT}$	Coefficiente de redução para encurvadura lateral
$\chi_w$	Coefficiente de redução associado à contribuição da alma para o valor de cálculo do esforço transversal resistente à encurvadura por esforço transversal
$\psi$	Relação de tensões atuantes

## Convenção para eixos dos elementos

A convenção para os eixos dos elementos é a seguinte:

x-x	Eixo longitudinal do elemento
y-y	Eixo da secção transversal paralelo aos banzos
z-z	Eixo da secção transversal perpendicular aos banzos

A convenção utilizada para os índices que indicam os eixos dos momentos é a seguinte: "Utilizar o eixo em torno do qual atua o momento".

# 1 Introdução

## 1.1 Considerações gerais

Apesar das propriedades anticorrosivas das ligas de ferro-crômio serem conhecidas desde o século XIX, apenas no início do século XX se vulgarizou o conceito de aço inoxidável, constatando-se que a adição de uma dada percentagem de crômio aos aços carbono lhes dava uma excelente resistência à corrosão, para além de um acabamento brilhante (Cobb, 2010). O aço inoxidável é definido pela norma EN 10088-1 (EN 10088-1, 2005) como uma liga de aço que contém um mínimo de 10,5 % de crômio e um máximo de 1,2 % de carbono, podendo ainda conter outros metais como o níquel ou o molibdénio. Este material é extensivamente utilizado na sociedade atual, sendo empregue em produtos de consumo doméstico (como talheres), componentes eletrónicos, equipamentos industriais e de transporte (como carruagens). Contudo, o aço inoxidável continua a ser pouco utilizado em Engenharia Civil, sendo normalmente aplicado apenas em revestimentos de fachadas e coberturas. Com efeito, é muito pouco comum a sua utilização como material estrutural, sendo geralmente preterido em favor do betão e do aço carbono.

Existem vários tipos de ligas de aço inoxidável, podendo dividir-se, em termos de microestrutura, em cinco grandes famílias: aços martensíticos, ferríticos, austeníticos, austenítico-ferríticos ou *duplex* e endurecidos por precipitação. Dependendo da sua composição química, as propriedades físicas, mecânicas e químicas destas ligas variam, tendo elas em comum a capacidade para formar uma camada protetora auto-reparável que garante a sua resistência à corrosão. É especialmente esta característica que, juntamente com o aspeto estético, leva a que o aço inoxidável seja utilizado como alternativa ao aço carbono, substituindo-o frequentemente em estruturas inseridas em ambientes corrosivos, como por exemplo estações de tratamento de água, ambientes marítimos ou estruturas com uma forte componente estética como coberturas, pontes ou passadiços.

Contudo, o aço inoxidável não é normalmente utilizado em estruturas correntes, devido principalmente ao seu preço elevado e instável, especialmente quando comparado com o do aço carbono, que pode custar entre quatro a seis vezes menos (Baddoo, et al., 1997). Este custo elevado tem diversas razões, como os níveis baixos de produção decorrentes do elevado número de ligas de aço inoxidável existentes e de uma falta de normalização nos tamanhos e tipos de secções, mas deve-se particularmente ao preço das ligas metálicas utilizadas na sua constituição, com especial foco no níquel, presente na maioria dos aços inoxidáveis e cujo custo, para além de bastante elevado, é também muito volátil (Gedge, 2008). Para fazer face a esta situação, foram recentemente desenvolvidos aços inoxidáveis duplex com baixo teor de níquel ("*Lean Duplex*") que conjugam as propriedades de resistência mecânica superior dos aços duplex com uma resistência à corrosão

igual ou superior à dos aços austeníticos, sendo a única desvantagem destas ligas a sua menor ductilidade em comparação com os outros tipos de aços inoxidáveis. Em todo o caso, constituem uma alternativa competitiva em termos de preço, tendo pois potencial para uma utilização mais alargada em aplicações estruturais (Baddoo, 2008).

Apesar da evidente desvantagem em termos de custo do aço inoxidável em relação a outros materiais estruturais correntes, a crescente importância da sustentabilidade do meio ambiente e a correspondente preocupação em desenvolver uma indústria de construção sustentável e eficiente têm conduzido a uma mudança de atitude no sentido de dar maior relevância ao balanço entre custo inicial e custo de manutenção e operação durante a vida útil de uma estrutura. Assim, o aço inoxidável, sendo um material muito durável e com poucos ou nenhuns requisitos de manutenção, tem-se tornado mais competitivo e merecedor de maior atenção por parte do sector da construção (Gedge, 2008). Como exemplo refira-se um estudo conduzido pelo *Steel Construction Institute* comparando os custos globais (custo inicial, custos de manutenção, resistência ao fogo, etc.) de estruturas *offshore* feitas com aço carbono, aço inoxidável e alumínio (Gardner, 2005). Este estudo revelou que, tanto o alumínio como o aço inoxidável oferecem ganhos significativos em relação ao aço carbono, sendo que em termos de custo de proteções para resistência ao fogo e respetiva manutenção o aço inoxidável é superior a todos os outros materiais. Ainda sobre este aspeto, é importante referir que 60% do aço inoxidável fabricado é composto por material reciclado, sendo também aproveitado cerca de 95% deste material para reciclagem no final da vida útil de uma estrutura. O aço inoxidável é pois um material altamente reciclável sem degradação das suas propriedades intrínsecas. Todavia, para estruturas com uma vida útil elevada (50 anos ou mais) este valor residual em fim de vida não é normalmente tido em consideração aquando da escolha do material estrutural (Rossi, 2014).

Devido às boas características de resistência, ductilidade e absorção de energia das suas ligas, em especial das ligas austeníticas, o aço inoxidável é um material com excelentes características de resistência aos sismos e resistência ao impacto, constituindo por isso uma boa solução para zonas sísmicas ou estruturas *offshore*. Como exemplo refira-se o edifício do laboratório de pesquisa de uma empresa de aços inoxidáveis na cidade de Osaka no Japão que possui um sistema anti-sísmico constituído por vigas e pilares integralmente em aço inoxidável e que não sofreram danos estruturais no conhecido sismo de Kobe em 1995 (Baddoo, 2008). Em relação à resistência ao fogo o aço inoxidável retém as suas características de resistência e rigidez melhor que o aço corrente, mantendo a sua capacidade de carga durante mais tempo no decorrer de um incêndio. Esta característica permite reduzir ou mesmo eliminar, neste tipo de aço, a necessidade de proteções passivas contra incêndios.

As estruturas em aço inoxidável, à semelhança das de aço carbono, são normalmente constituídas por conjuntos de elementos interligados; estes existem nas mais variadas formas como placas, folhas, secções tubulares ou perfis estruturais como I, H ou C, podendo ser endurecidos a frio ou laminados a quente. As ligações podem ser soldadas ou aparafusadas, sendo o seu comportamento em tudo semelhante ao das ligações em aço carbono. Contudo, é importante ter em conta que em ligações aparafusadas a escolha da liga do parafuso deve estar em concordância com as ligas utilizadas nos elementos a ligar, de modo a garantir as características de resistência à corrosão da estrutura devido à possibilidade de ocorrência de corrosão galvânica entre dois metais diferentes, não sendo pois aconselhável o uso de parafusos de aço carbono em elementos de aço inoxidável (Gardner, 2005).

De modo a aplicar aços inoxidáveis em estruturas de engenharia civil de forma adequada e eficiente, é exigido ao projetista um bom conhecimento das suas características, especialmente no que respeita ao tipo de liga de aço inoxidável a utilizar, que depende de um número elevado de variáveis, sendo por isso um material poucas vezes considerado no projeto de estruturas correntes. Obviamente, a publicação de normas de dimensionamento que facilitem a familiarização dos projetistas com o aço inoxidável pode ajudar ao uso mais generalizado deste material em estruturas de Engenharia Civil.

No caso europeu, a norma de dimensionamento relativa ao aço inoxidável é a parte 1-4 do Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço (EN 1993-1-4, 2006) (doravante referida por EC3-1-4). Esta norma define o conjunto de regras que modificam e estendem aos aços inoxidáveis a aplicação das regras gerais de verificação de segurança definidas para aços correntes, tendo por isso de ser utilizada em conjunto com outras partes do Eurocódigo 3. Não existe pois, ao contrário do que acontece com o alumínio, uma norma exclusiva para o aço inoxidável.

Assim, para viabilizar uma utilização mais alargada do aço inoxidável como material estrutural é desejável que os projetistas tirem partido das vantagens e mitiguem as desvantagens deste material. Em particular, importa salientar os seguintes aspetos:

- O custo inicial elevado do aço inoxidável, quando comparado com o do aço carbono, leva a que a eficiência no dimensionamento de elementos de aço inoxidável assumam extrema importância;
- A excelente resistência à corrosão e ao fogo fazem do aço inoxidável um material muito durável com pouca necessidade de proteções passivas (galvanização ou tintas protetoras) e sem grandes despesas de manutenção, constituindo uma boa solução a longo prazo;

- A sua boa ductilidade torna-o adequado para utilização em zonas sísmicas ou em estruturas *offshore*;
- O bom aspeto estético do aço inoxidável torna-o muito atrativo em termos arquitetónicos e permite manter a aparência dos elementos sem deterioração, mesmo em ambientes agressivos.

Como já referido, as características deste material levam a que este seja ainda pouco utilizado em estruturas de engenharia civil como material estrutural, sendo principalmente utilizado em envolventes de edifícios como revestimento de fachadas. Nessa vertente, um exemplo sobejamente conhecido é o Edifício Chrysler em Nova Iorque, construído em 1936 e que ainda hoje mantém o seu aspeto sem deterioração visível (Figura 1.1).



Figura 1.1: Topo do Edifício Chrysler

Existem diversos exemplos interessantes de aplicação estrutural do aço inoxidável, como por exemplo, o Pavilhão da Porsche, em Wolfsburg, Alemanha. Nesse edifício, a cobertura em forma de casca é obtida através de duas folhas, uma inferior e outra superior, soldadas a uma estrutura leve também em aço inoxidável, conferindo ao edifício uma geometria curva e dinâmica que remete para o *design* característico dessa marca automóvel (Figura 1.2 e Figura 1.3).



Figura 1.2: Vista geral do Pavilhão da Porsche (Porsche Pavilion, 2013)

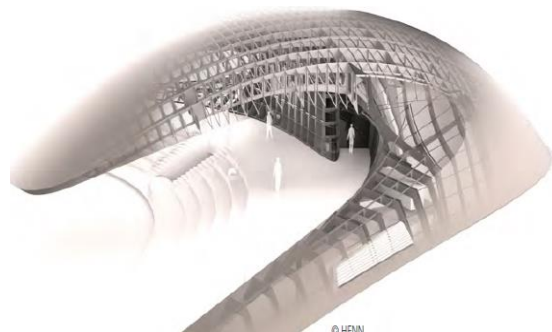


Figura 1.3: Vista do sistema estrutural do Pavilhão da Porsche (Porsche Pavilion, 2013)



Uma ponte rodoviária em aço inoxidável foi construída em Cala Galdana, Espanha, em 2005 para substituir uma ponte em betão armado com 30 anos que tinha sofrido danos consideráveis devido ao ambiente marítimo a que estava exposta. Esta ponte tem um vão de 45 metros e, à exceção do tabuleiro misto, os seus elementos estruturais são todos em aço inoxidável soldados entre si, sendo um exemplo da escolha deste material motivado pelas suas excelentes características de durabilidade (Figura 1.4 e 1.5).

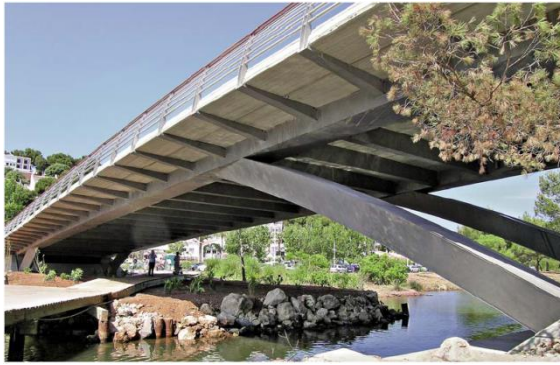


Figura 1.4: Vista inferior da Ponte de Cala Galdana (Cala Galdana Bridge, 2010)



Figura 1.5: Pormenor do sistema estrutural da Ponte de Cala Galdana (Cala Galdana Bridge, 2010)

Outro tipo de aplicação do aço inoxidável é na forma de armaduras ou cabos pré-esforçados, que podem ser usados em pontes de tirantes ou em sistemas de redes de cabos, como no edifício *New Poly Plaza* em Pequim, China. Nesse edifício recorreu-se ao aço inoxidável, tanto como armadura de suporte à parede envidraçada do edifício principal como no sistema de cabos que suporta um museu de oito andares suspenso no interior do edifício e embutido nessa mesma fachada, funcionando os dois sistemas em conjunto. (Figura 1.6 e 1.7)



Figura 1.6: Vista geral do edifício New Poly Plaza (New Beijing Poly Plaza cable net wall, 2011)



Figura 1.7: Pormenor do sistema de cabos (New Beijing Poly Plaza cable net wall, 2011)

## **1.2 Objetivos**

O objetivo desta dissertação consiste em, com base na compilação bibliográfica relativa às características do aço inoxidável como material estrutural, apresentar as capacidades e limitações deste material. Pretende-se também discutir o dimensionamento de elementos estruturais com base na regulamentação europeia existente assim como apresentar exemplos práticos da sua aplicação. Finalmente, pretendem-se analisar métodos alternativos de dimensionamento, tendo em vista um aproveitamento mais eficiente do aço inoxidável como material estrutural.

## **1.3 Estrutura da dissertação**

Este documento é composto por seis capítulos. No primeiro capítulo é feita uma breve introdução, apresentando considerações iniciais, motivação do tema e os objetivos principais do trabalho.

No segundo capítulo é feita uma revisão bibliográfica, descrevendo as propriedades mais importantes do aço inoxidável enquanto material estrutural.

No terceiro capítulo são apresentadas as recomendações da norma europeia relativas ao dimensionamento de elementos estruturais em aço inoxidável.

No quarto capítulo são apresentados e discutido alguns métodos de cálculo propostos na literatura para otimizar o dimensionamento de elementos de aço inoxidável.

No quinto capítulo são apresentados exemplos de dimensionamento de elementos estruturais em aço inoxidável, tendo por base o Eurocódigo 3, comparando-o com alguns métodos propostos apresentados no quarto capítulo.

No sexto e último capítulo são resumidas as principais conclusões retiradas do trabalho desenvolvido, apresentando-se ainda sugestões para trabalhos futuros.

## 2 Propriedades do material

### 2.1 Tipos de ligas de aço inoxidável

Existem numerosas ligas de aço inoxidável. Contudo, nem todas são adequadas para utilização em estruturas, particularmente no que respeita às suas características de ductilidade e soldabilidade, sendo a escolha inicial da liga e o seu processo de fabrico fatores que influenciam significativamente as características finais do produto. Como, em geral, compete aos projetistas a escolha do material a utilizar, para um dimensionamento eficiente é de extrema importância que o projetista tenha um conhecimento profundo do material, nomeadamente das suas características mecânicas e físicas. Como já referido, existem os mais variados tipos de aço inoxidável sendo a sua classificação normalmente dada pelo tipo de microestrutura. De acordo com esta classificação existem cinco grandes tipos de aços inoxidáveis: austeníticos, ferríticos, austenítico-ferríticos, martensíticos e endurecidos por precipitação.

#### 2.1.1 Aços austeníticos

Estes são aços inoxidáveis mais correntemente utilizados em estruturas de Engenharia Civil. Dentro deste tipo de aço existem inúmeros tipos de ligas com resistências à corrosão que variam desde boa até excelente, podendo normalmente ser utilizados, dependendo da liga, em qualquer tipo de ambiente. Em geral, combinam uma boa resistência mecânica com uma excelente ductilidade, formabilidade e soldabilidade (EN 10088-4, 2009). Por conterem quantidades elevadas de níquel, são uma solução mais cara quando comparada com as ligas ferríticas e em especial com o aço carbono.

#### 2.1.2 Aços ferríticos

Em geral, os aços ferríticos têm boa resistência mecânica mas resistência à corrosão inferior à maioria dos aços austeníticos ou duplex; apesar disso, por não conterem níquel na sua constituição, são uma solução económica em relação a outros aços inoxidáveis e que pode ser utilizada em ambientes poucos agressivos ou elementos interiores (Cashell & Baddoo, 2014). Em relação a soldabilidade, estes aços apresentam problemas, pois a zona afetada pelo calor é suscetível à corrosão intergranular e pode perder ductilidade, tornando-se frágil e necessitando de tratamentos térmicos depois da soldadura (EN 10088-1, 2005). Por estas razões, este tipo de aço não é normalmente utilizado em elementos estruturais.

#### 2.1.3 Aços austenítico-ferríticos

Estes aços têm uma microestrutura mista e são, por isso, também conhecidos como aços inoxidáveis *duplex*. Quando comparados com os aços austeníticos, os aços *duplex* oferecem melhores resistências mecânicas, uma soldabilidade equivalente e uma resistência à corrosão igual ou superior, perdendo para estes apenas em termos de ductilidade e formabilidade (EN 10088-4,

2009) Devido a maior dificuldade na formabilidade, necessitando de mais energia no fabrico, estas ligas podem custar até duas vezes mais que uma liga austenítica corrente (Baddoo, et al., 1997).

#### **2.1.4 Aços martensíticos e endurecidos por precipitação**

Estes tipos de aço inoxidável não são normalmente utilizados na construção pois, apesar das boas características de resistência mecânica, têm uma soldabilidade e formabilidade muito limitadas e uma resistência à corrosão inferior à maioria dos aços austeníticos, não sendo por isso competitivos quando comparados com estes. Apesar disso, são por vezes utilizados em sistemas de cabos pré-esforçados (EN 10088-4, 2009).

#### **2.1.5 Classificação europeia**

Apesar da classificação geral em termos de microestrutura, a lista de aços inoxidáveis no contexto Europeu é dada pela parte 1 da norma EN 10088 (EN 10088-1, 2005), sendo cada liga diferenciada através de um nome (ex. X5CrNi18-10) e número (ex. 1.4301) correspondentes, que dependem da sua composição química.

O nome divide-se em quatro partes, sendo que o X inicial indica que se trata de um aço de liga forte. O primeiro número a seguir ao X indica a percentagem de carbono vezes 100: por exemplo, o número 5 corresponde a uma percentagem de carbono de 0.05% presente na sua composição. As letras que seguem o primeiro número definem os elementos de liga principais de cada aço, normalmente cromo (Cr) e níquel (Ni). Os números separados pelo hífen indicam a percentagem respetiva destes elementos de liga.

O número é definido na forma 1.XXXX sendo que o 1 indica que se trata de um aço, os dois primeiros dígitos definem o grupo de aço e os últimos dois dígitos servem para identificação individual da liga:

- 1.40xx para aços com menos de 2,5% de níquel, sem molibdénio, sem adições especiais;
- 1.41xx para aços com menos de 2,5% de níquel, com molibdénio, sem adições especiais;
- 1.43xx para aços com mais de 2,5% de níquel, sem molibdénio, sem adições especiais;
- 1.44xx para aços com mais de 2,5% de níquel, com molibdénio, sem adições especiais;
- 1.45xx e 1.46xx para aços com adições especiais, como titânio ou cobre.

A maioria dos aços inoxidáveis são conhecidos como aços inoxidáveis resistentes à corrosão, existindo ainda aços inoxidáveis resistentes ao calor e aços inoxidáveis resistentes à fluência, os quais contudo estão fora do âmbito dos aços utilizados em estruturas de Engenharia Civil sendo utilizados maioritariamente na indústria petroquímica devido à sua capacidade de resistir a deformações a altas temperaturas. Porém, a sua utilização em estruturas não é viável atendendo ao seu custo muito elevado.

## 2.2 Propriedades mecânicas e físicas

### 2.2.1 Relação tensão – deformação

Ao contrário do aço carbono, que tem comportamento elástico-linear até atingir um patamar de cedência claramente definido antes de sofrer endurecimento por deformação, e que pode ser normalmente caracterizado simplificadaamente para efeitos de dimensionamento como um material elástico-perfeitamente plástico, o aço inoxidável é um material que apresenta uma cedência gradual e um acentuado endurecimento por deformação, exibindo pois um comportamento claramente não-linear como indicado, a título ilustrativo, na Figura 2.1.

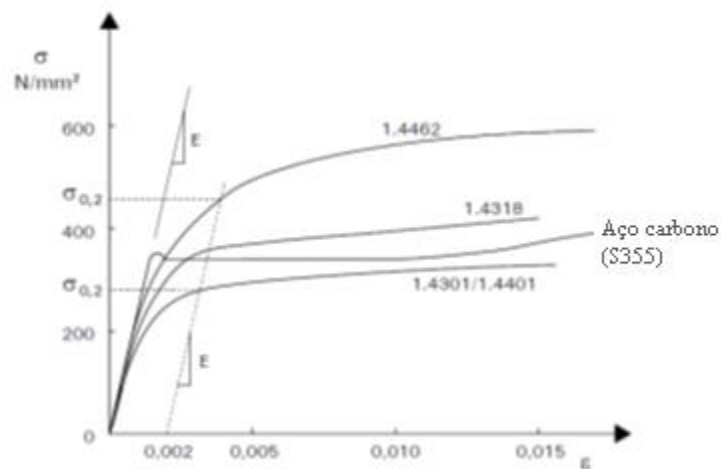


Figura 2.1: Curvas típicas tensão-deformação para aços inoxidáveis e para aço carbono (adaptado de Euro Inox (2006))

Por esta razão, a tensão de cedência,  $f_y$ , do aço inoxidável é habitualmente definida como uma tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% correspondendo a uma extensão de 0,2% e adotando-se o módulo de elasticidade na origem como o módulo de elasticidade característico para efeitos de dimensionamento. Os valores característicos da tensão de cedência e da tensão última à tração, respetivamente  $f_y$  e  $f_u$ , para algumas ligas de aço inoxidável mais comuns em elementos estruturais, são apresentados no EC3-1-4, sendo aqui reproduzidos no Quadro 2.1.

**Análise e dimensionamento de elementos estruturais de aço inoxidável**  
Propriedades do material

Quadro 2.1: Valores nominais da tensão de cedência  $f_y$  e da tensão última à tração  $f_u$  para aços inoxidáveis (EN 1993-1-4, 2006)

Tipo de aço inoxidável	Liga	Produto base							
		Folha enformada a frio		Folha laminada a quente		Placa laminada a quente		Barras, varões e secções	
		Espessura nominal t							
		t ≤ 6 mm		t ≤ 12 mm		t ≤ 75 mm		t ≤ 250 mm	
		f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>
Aços ferríticos	1.4003	280	450	280	450	250 <sup>3)</sup>	450 <sup>3)</sup>	260 <sup>4)</sup>	450 <sup>4)</sup>
	1.4016	260	450	240	450	240 <sup>3)</sup>	430 <sup>3)</sup>	240 <sup>4)</sup>	400 <sup>4)</sup>
	1.4512	210	380	210	380	-	-	-	-
Aços austeníticos	1.4306	220	520	200	520	200	500	180	460
	1.4307							175	450
	1.4541							190	500
	1.4301	230	540	210	520	210	520	200	500
	1.4401	240	530	220	530	220	520		
	1.4404								
	1.4539							230	530
	1.4571	540	540	200	500				
	1.4432	240	550			220	550	220	520
	1.4435								
	1.4311	290	550	270	550	270	550	270	550
	1.4406	300	580	280	580	280	580	280	580
	1.4439	290		270		270			
	1.4529	300	650	300	650	300	650		
	1.4547	320	650	300	650	300	650	300	650
	1.4318	350	650	330	650	330	630	-	-
Aços austenítico- ferríticos	1.4362	420	600	400	600	400	630	400 <sup>2)</sup>	600 <sup>2)</sup>
	1.4462	480	660	460	660	460	640	450	650

1) Os valores nominais de f<sub>y</sub> e f<sub>u</sub> nesta tabela podem ser usados no dimensionamento sem ter em conta os efeitos de anisotropia e endurecimento por deformação

2) t<160 mm

3) t<25 mm

4) t<100 mm

Para uma aproximação mais refinada da lei constitutiva do aço inoxidável é frequente utilizar a lei de Ramberg & Osgood (1943), modificada por Rasmussen (2003) para tensões superiores à tensão de cedência, a qual é dada no anexo C da EC3-1-4 na forma:

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{\sigma}{E} + 0,002 \left( \frac{\sigma}{f_y} \right)^n & \text{para } \sigma \leq f_y \\ 0,002 + \frac{f_y}{E} + \frac{\sigma - f_y}{E_y} + \varepsilon_u \left( \frac{\sigma - f_y}{f_u - f_y} \right)^m & \text{para } f_y < \sigma \leq f_u \end{cases} \quad (2.1)$$

Onde:

$n$  é designado por fator de endurecimento, sendo dado por  $n = \frac{\ln(20)}{\ln(\frac{f_y}{R_{p0,01}})}$  e podendo ser obtido experimentalmente ou obtido através do Quadro 2.2 para algumas ligas mais comuns.

$E_y$  é o modulo tangente da curva tensão-deformação no ponto relativo à tensão de cedência, sendo dado por  $E_y = \frac{E}{1 + 0,002 \cdot n \cdot \frac{E}{f_y}}$

$\varepsilon_u$  é a extensão última, dada aproximadamente por  $\varepsilon_u = 1 - \frac{f_y}{f_u}$  mas  $\varepsilon_u \leq A$ , onde  $A$  é extensão após rotura definida na EN 10088-1 (2005).

$m$  é um coeficiente dado por  $m = 1 + 3,5 \frac{f_y}{f_u}$ .

Quadro 2.2: Valores do coeficiente  $n$  (EN 1993-1-4, 2006)

Liga	Coeficiente $n$		Liga	Coeficiente $n$	
	Direção longitudinal	Direção longitudinal		Direção longitudinal	Direção longitudinal
1.4003	7	11	1.4401	7	9
1.4016	6	14	1.4404		
1.4512	9	16	1.4432		
1.4301	6	8	1.4435		
1.4306			1.4539		
1.4307			1.4571		
1.4318			1.4462	5	5
1.4541			1.4362		

Para além da não-linearidade, o aço inoxidável apresenta também comportamento anisotrópico (diferenças entre a direção paralela e transversal à laminação) e assimetria entre o comportamento à tração e à compressão. Estas características, anisotropia e assimetria, variam de liga para liga e são

negligenciáveis para o material laminado a quente (forma de fabrico da maior parte dos elementos estruturais correntes em aço), podendo ser usados os valores característicos de  $f_y$ ,  $f_u$  e  $E$  dados pelo EC3-1-4, mas aumentam quanto maior for o nível de tratamento a frio feito no material (Euro Inox, 2006).

### 2.2.2 Tratamento a frio

Os tratamentos a frio como por exemplo, extrusão ou quinagem, podem ser introduzidos no fabrico do material base (folha, placa, etc.) ou na enformagem do elemento estrutural e servem para aproveitar as capacidades de endurecimento por deformação do material, obtendo-se resistências mecânicas superiores às do material laminado a quente em troca de uma redução de ductilidade e, eventualmente, um aumento da assimetria e anisotropia com o acréscimo de tratamento a frio.

Estes efeitos são facilmente visíveis na Figura 2.2 para o caso de assimetria e anisotropia e na Figura 2.3 para o aumento de resistência mecânica e diminuição da ductilidade em função da percentagem de tratamento a frio.

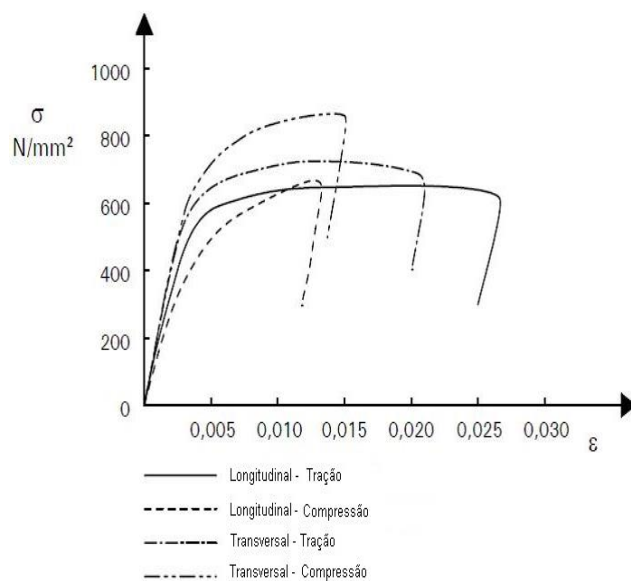


Figura 2.2: Curvas típicas tensão-deformação para a liga 1.4318 enformada a frio até C850 (adaptado de Euro Inox (2006))

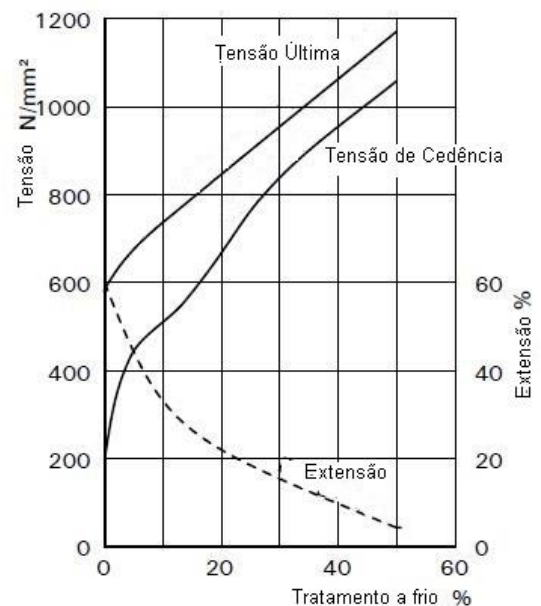


Figura 2.3 Efeitos do tratamento a frio numa amostra de liga 1.4307 (adaptado de Euro Inox (2007))

Para aços inoxidáveis enformados a frio não é recomendado executar soldaduras ou outro tipo de tratamento a quente pois o calor pode fazer o material voltar às características mecânicas do material base, sendo neste caso recomendado, para ligações soldadas, a utilização das características nominais do material base (EN 1993-1-4, 2006).



Devido a este aumento da resistência mecânica, o EC3-1-4 (EN 1993-1-4, 2006) prescreve, para laminagem a frio de aços austeníticos, que podem ser adotados valores nominais de tensão de cedência e tensão última à tração superiores aos do material laminado a quente, podendo o material ser especificado pelo fabricante em função de apenas uma dessas tensões. Estes valores estão reproduzidos no Quadro 2.3.

Quadro 2.3: Valores nominais da tensão de cedência  $f_y$  e da tensão última à tração  $f_u$  para aços inoxidáveis austeníticos laminados a frio (EN 1993-1-4, 2006)

Tensão limite de proporcionalidade a 0,2%	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Tensão última à tração	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
CP350	350	C700	700
CP500	500	C850	850
CP700	700	C1000	1000

Em relação à enformagem a frio de elementos estruturais a partir de material base laminado a quente, os aumentos de resistência dão-se maioritariamente nas regiões dos cantos de elementos estruturais como cantoneiras, secções tubulares (RHS, SHS), secções em C ou Z, que nessas zonas de dobragem sofrem deformações na ordem de 10 a 20% (Ashraf, et al., 2005) com consequente aumento da resistência mecânica e decréscimo de ductilidade. Este fenómeno encontra-se ilustrado na Figura 2.4, onde se normaliza a extensão de modo a serem facilmente visíveis os efeitos descritos. Naturalmente, este efeito é negligenciável para elementos formados por componentes retos como secções em T ou I.

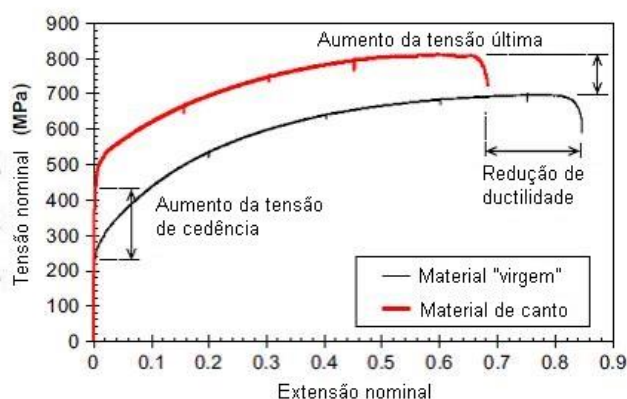


Figura 2.4: Efeito no comportamento tensão-deformação no material de canto de uma secção de aço inoxidável obtida por quinagem (adaptado de Quach & Qiu (2014))

Este efeito é contabilizado para o aço carbono na Parte 1-3 do Eurocódigo 3 (EN 1993-1-3, 2006), resultando num aumento da resistência da secção total em função do método de enformagem e do número de cantos a 90° (arredondados ou não) existentes. Contudo, essa expressão não se encontra

na Parte 1-4 do Eurocódigo 3 relativa a aços inoxidáveis, não havendo pois uma contabilização desse efeito para este tipo de aço.

### 2.2.3 Resistência ao fogo

Os métodos de verificação da resistência de estruturas de aço ao fogo são apresentados na Parte 1-2 do Eurocódigo 3 (NP EN 1993-1-2, 2010), estando as ligas de aço inoxidável mais correntemente aplicadas entre os materiais abrangidos por essa norma. Embora não faça parte dos objetivos desta dissertação o dimensionamento de elementos estruturais de aço inoxidável ao fogo, já que neste tópico não existem diferenças significativas entre aço carbono e aço inoxidável quanto aos métodos de cálculo existentes, é importante conhecer o comportamento destes elementos quando submetidos a altas temperaturas, especialmente no que respeita à sua resistência mecânica e rigidez.

Tendo em conta os fatores de redução dados pelo EC3-1-2 e apresentados nas Figura 2.5 e 2.6, para a tensão de cedência efetiva (tensão de cedência reduzida para dimensionamento ao fogo) e para a rigidez (inclinação da reta que representa o domínio elástico), constata-se que o aço inoxidável oferece melhor conservação da resistência mecânica e da rigidez que o aço carbono, particularmente na gama de temperaturas entre 600°C e 800°C, a qual corresponde, em termos aproximados, a 30 minutos de resistência a um fogo padrão, intervalo de tempo para o qual se dimensiona a maioria das estruturas correntes. Para essa duração de incêndio, o aço inoxidável retém entre duas a quatro vezes mais resistência mecânica e até seis vezes mais rigidez do que o aço carbono (Gardner, 2005).

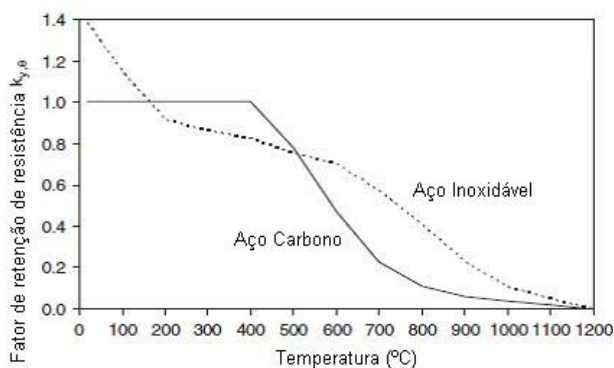


Figura 2.5: Redução da tensão de cedência efetiva a temperaturas elevadas para aço carbono e para aço inoxidável (adaptado de Gardner & Ng (2006))

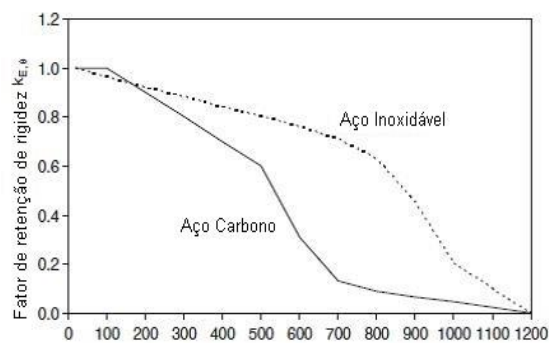


Figura 2.6: Redução de rigidez efetiva a temperaturas elevadas para aço carbono e para aço inoxidável (adaptado de Gardner & Ng (2006))

É de referir que os valores indicados na Figura 2.5 referem-se à liga austenítica 1.4301, que é a liga mais utilizada em aplicações estruturais, enquanto os valores da Figura 2.6 são comuns a todas as ligas. No entanto, as ligas austenítico-ferríticas apresentadas no EC3-1-2 têm fatores de redução para a tensão de cedência efetiva semelhantes à liga 1.4301 para temperaturas até 500°C; acima

desta temperatura, a redução situa-se aproximadamente a meio entre os valores do aço carbono e da liga 1.4301 até ao limite de 1200°C.

Analisando a Figura 2.5, nota-se, que para temperaturas até 200°C o aço inoxidável apresenta um fator de redução da tensão de cedência efetiva maior que 1. Efetivamente, para verificação de resistência ao fogo, onde são permitidas grandes deformações desde que não haja colapso da estrutura, a tensão de cedência efetiva é definida para uma extensão de 2% (e não de 0,2% como para a tensão de cedência à temperatura ambiente). Assim, tira-se partido do aumento de resistência mecânica devido ao endurecimento por deformação, característico dos aços inoxidáveis (Gardner, 2005).

Para além das características de conservação de resistência mecânica e rigidez, outra propriedade térmica importante a ter em conta no dimensionamento de estruturas em aço inoxidável é o coeficiente de expansão térmica das ligas austeníticas ( $16 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ) que é aproximadamente 30% superior ao do aço carbono ( $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ). Esta diferença é significativa em casos onde o aço inoxidável é usado em conjunto com o aço carbono, podendo, caso a expansão do aço inoxidável se encontre restringida, provocar esforços adicionais nos elementos de aço inoxidável. Este efeito é menor nas ligas *duplex*, que têm um coeficiente de expansão próximo do aço carbono ( $13 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ) (Euro Inox, 2006). A título de exemplo, a Figura 2.7 mostra a extensão térmica do aço inoxidável austenítico 1.4301 em comparação com o aço carbono.

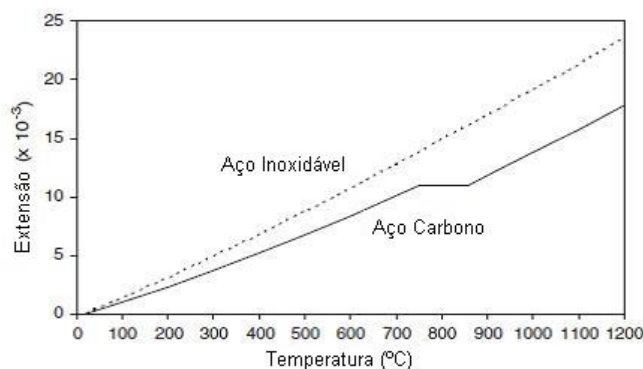


Figura 2.7: Comparação entre as extensões térmicas do aço inoxidável austenítico e do aço carbono (adaptado de Gardner & Ng (2006))

O aço inoxidável possui também outras propriedades térmicas diferentes do aço carbono, como a emissividade, calor específico ou condutividade térmica. Contudo, estas diferenças são negligenciáveis, podendo afirmar-se que o aço inoxidável em caso de fogo aumenta a sua temperatura à mesma velocidade que o aço carbono (Baddoo & Gardner, 2000), sendo válidos os modelos de desenvolvimento de temperatura nos elementos de aço definidos na parte 1-2 do Eurocódigo 3.

## 2.3 Durabilidade

Para aplicações estruturais, a resistência mecânica constitui habitualmente o fator mais importante na escolha do material. Porém, a característica onde os aços inoxidáveis se destacam e que normalmente é a razão da sua escolha, reside na sua superior resistência à corrosão e consequente durabilidade.

A resistência à corrosão dos aços inoxidáveis é assegurada por uma película passiva de óxido de cromo. Apesar desse aço se chamar inoxidável, esta camada é obtida através da oxidação do cromo presente neste tipo de aço que, em contacto com o oxigénio do ar, forma uma camada muito fina e estável de óxido de cromo na superfície exposta do aço que o protege dos agentes corrosivos e que se renova automaticamente ao ser danificada, desde que esteja em contacto com o oxigénio. (EN 1993-1-4, 2006)

Ao contrário dos aços carbono, onde os sistemas de proteção podem ser escolhidos e aplicados depois de dimensionados os elementos estruturais, a proteção dos elementos estruturais de aço inoxidável é, maioritariamente, determinada pela escolha correta e eficiente da liga a aplicar, devendo pois ter em conta o ambiente de aplicação, as características de serviço, as necessidades de manutenção de cada ambiente e o processo de fabrico.

Existem vários tipos de corrosão mas, para grande parte das aplicações estruturais, este tipo de aço garante uma excelente resistência à corrosão sem grande necessidade de manutenção. Sobre este ponto, é interessante referir a Figura 2.8 onde se apresenta o mapa nacional de corrosão atmosférica. Daqui se constata que em todo o território continental a corrosão atmosférica é no mínimo moderada sendo bastante severa no litoral. Assim constituindo a corrosão uma das principais razões para o escasso uso do aço em estruturas no nosso país, o incremento da utilização do aço inoxidável pode revelar-se claramente vantajoso e merecedor de maior atenção por parte da indústria da construção Portuguesa.



Figura 2.8: Mapa nacional de corrosão atmosférica (Ferreira, 1998)

**Análise e dimensionamento de elementos estruturais de aço inoxidável**  
Propriedades do material

Para aplicações exteriores sujeitas a condições atmosféricas correntes, a escolha eficiente da liga a utilizar torna-se de extrema importância. No Quadro 2.4 apresentam-se as recomendações gerais relativamente à escolha da liga a utilizar, tendo em conta a categoria do ambiente, risco de corrosão e relação custo-resistência à corrosão. Note-se que este quadro não é um guia exaustivo nem tem carácter normativo, contendo apenas algumas ligas mais usuais em aplicações estruturais.

Quadro 2.4: Ligas sugeridas para aplicação estrutural (EN 1993-1-4, 2006)

Liga	Tipo de Ambiente e Categoria de Corrosão											
	Rural			Urbano			Industrial			Marítimo		
	Baixo	Médio	Alto	Baixo	Médio	Alto	Baixo	Médio	Alto	Baixo	Médio	Alto
1.4003 1.4016	Y <sup>1</sup>	X	X	Y <sup>1</sup>	X	X	X	X	X	X	X	X
1.4301 1.4311 1.4541 1.4318	Y	Y	Y	Y	Y	(Y)	(Y)	(Y)	X	Y	(Y)	X
1.4362 1.4401 1.4404 1.4406 1.4571	O	O	O	O	Y	Y	Y	Y	(Y)	Y	Y	(Y)
1.4439 1.4462 1.4529 1.4539	O	O	O	O	O	O	O	O	Y	O	O	Y
Categoria de Corrosão: Baixa: Melhores condições possíveis para esse tipo de ambiente. Por exemplo, casos onde a humidade ou temperatura são baixas. Média: Condições típicas desse ambiente. Alta: Piores condições possíveis para esse tipo de ambiente. Por exemplo, ambientes com altas humidades persistentes, altas temperaturas ou poluentes aéreos particularmente agressivos												
Legenda: O – Potencial sobredimensionamento do ponto de vista da corrosão. Y – Provavelmente a melhor escolha em termos de relação custo-resistência à corrosão. Y <sup>1</sup> – Apenas para aplicações em ambientes interiores. O uso de aços ferríticos para aplicações onde o aspeto estético seja determinante não é recomendado. X – Provavelmente sofrerá corrosão excessiva. (Y) – Poderá ser uma boa escolha se forem tomadas algumas precauções (aço com acabamento liso e manutenção regular).												



## **3 Verificações de segurança de elementos em aço inoxidável segundo o Eurocódigo 3**

### **3.1 Generalidades**

Como referido no primeiro capítulo, as verificações de segurança para elementos de aço inoxidável segundo o EC3-1-4 são, em geral, semelhantes às referentes ao aço carbono (NP EN 1993-1-1, 2005), sendo utilizado o mesmo modelo de comportamento do material, elástico-perfeitamente plástico, adotado para o aço carbono. Esta analogia facilita a utilização desta norma aos projetistas familiarizados com o dimensionamento de elementos em aço carbono, ajudando assim à transição entre um material e outro.

Por esta razão, os benefícios dos efeitos do endurecimento por deformação do aço inoxidável não são geralmente tidos em conta, o que, em conjunto com o número limitado de dados experimentais disponíveis na sua génese (Ashraf, et al., 2006), leva a que alguns autores considerem o EC3-1-4 demasiado conservativo, em especial quanto aos limites de esbelteza para classificação de secções (Gardner & Theofanous, 2008) e na calibração das curvas de encurvadura (Gardner, 2005).

Um outro fator limitativo da otimização no dimensionamento de elementos em aço inoxidável é a recomendação de não utilizar uma análise global plástica para obtenção dos esforços, a não ser que existam provas suficientes que as hipóteses utilizadas nos cálculos são representativas do comportamento da estrutura (EN 1993-1-4, 2006). Tal precaução deve-se às propriedades de endurecimento por deformação do aço inoxidável, as quais fazem com que, na formação do mecanismo plástico, as rótulas plásticas sofram rotações que podem aumentar o momento plástico atuante acima do seu valor nominal. A contabilização desse efeito envolve um esforço de cálculo e considerações adicionais, especialmente na análise e dimensionamento das ligações que resistem aos momentos atuantes, tendo estas de permitir a rotação adicional gerada (Bouchaïr, et al., 2008). Assim, a análise global plástica não é recomendada, em benefício da simplicidade de cálculo.

Outra desvantagem em relação ao dimensionamento com aço carbono consiste nos coeficientes parciais de segurança a aplicar aos valores característicos de resistência, pois, apesar destes poderem ser definidos por Anexo Nacional, os valores recomendados no EC3-1-4 são mais conservativos do que os valores aplicados ao aço carbono, embora haja evidência de um controlo do processo de produção mais rigoroso, devido à quantidade inferior de produção e a uma maior preocupação com a planeza dos elementos, os quais são muitas vezes utilizados em aplicações estéticas, sendo os defeitos mais facilmente detetados do que no aço carbono (Gardner, 2005). Apesar disso, devido à quantidade limitada de dados experimentais na sua obtenção, são adotados valores conservativos, não sendo recomendada a utilização de coeficientes de segurança inferiores,

exceto quando definidos em Anexo Nacional. Os correspondentes valores prescritos para os coeficientes parciais de segurança  $\gamma_M$  estão representados no Quadro 3.1.

Quadro 3.1: Valores dos coeficientes parciais de segurança (EN 1993-1-4, 2006)

	Coeficiente de segurança	Valor recomendado
Resistência das secções transversais a cedência excessiva incluindo encurvadura local	$\gamma_{M0}$	1,1
Resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento	$\gamma_{M1}$	1,1
Resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação	$\gamma_{M2}$	1,25
Resistência das ligações	$\gamma_{M2}$	1,25

### 3.2 Classificação de secções transversais

De acordo com o Eurocódigo 3, a análise de um elemento (coluna, viga ou viga-coluna) começa pela classificação da sua secção transversal. Esta classificação destina-se a avaliar a resistência e capacidade de rotação de uma secção limitada pela suscetibilidade de ocorrência de fenómenos de encurvadura local. Assim consideram-se quatro classes:

- Classe 1, para secções em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação que permita a utilização de uma análise plástica;
- Classe 2, para secções em que se pode atingir o momento resistente plástico mas sem capacidade de formar rótula plástica que permita a utilização de uma análise plástica;
- Classe 3, para secções onde a fibra mais comprimida do elemento pode atingir a tensão de cedência, mas a encurvadura local impede o momento resistente plástico de ser atingido;
- Classe 4, para secções onde a encurvadura local impede que a fibra mais comprimida do elemento atinja a tensão de cedência sendo, para efeitos de verificação de segurança, a secção total substituída por uma secção efetiva, que é tratada como secção de classe 3.

Esta classificação faz-se de acordo com a esbelteza e tipo de esforços que atuam nos componentes da secção transversal sendo que diferentes componentes (por exemplo, alma e banzo) podem ser de

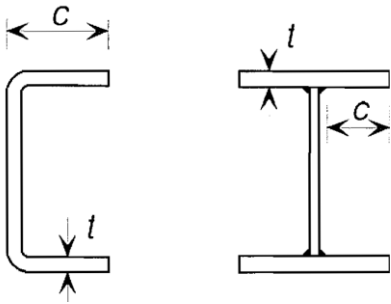
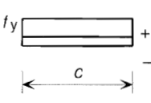
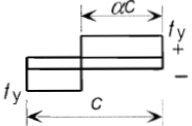
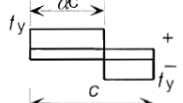
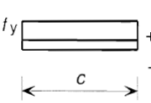
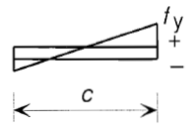
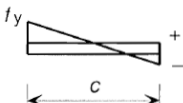


classes diferentes, tendo a secção a classe mais elevada (mais desfavorável) de entre todos os seus componentes. Os Quadros 3.2, 3.3 e 3.4 mostram os limites máximos da relação largura-espessura para componentes comprimidos, para definição da classe da secção transversal de elementos em aço inoxidável.

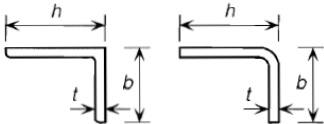
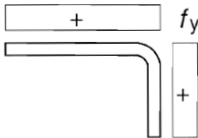
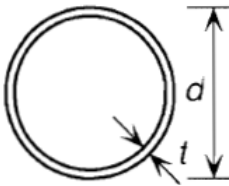
Quadro 3.2: Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (adaptado de EN 1993-1-4, 2006)

<b>Componentes internos comprimidos</b>			
Classe	Componente sujeito a flexão	Componente sujeito a compressão	Componente sujeito a flexão e compressão
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)			
1	$c/t \leq 56,0\epsilon$	$c/t \leq 25,7\epsilon$	Quando $\alpha > 0,5$ : $\frac{c}{t} \leq \frac{308\epsilon}{13\alpha-1}$ Quando $\alpha > 0,5$ : $\frac{c}{t} \leq \frac{28\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 58,2\epsilon$	$c/t \leq 26,7\epsilon$	Quando $\alpha > 0,5$ : $\frac{c}{t} \leq \frac{320\epsilon}{13\alpha-1}$ Quando $\alpha > 0,5$ : $\frac{c}{t} \leq \frac{29,1\epsilon}{\alpha}$
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)			
3	$c/t \leq 74,8\epsilon$	$c/t \leq 30,7\epsilon$	$c/t \leq 15,3\epsilon\sqrt{k_\sigma}$

Quadro 3.3: Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (adaptado de EN 1993-1-4, 2006)

<b>Banzos em consola</b>				
				
Classe	Tipo de secção	Componente sujeito a compressão	Componente sujeito a flexão e compressão	
			Extremidade comprimida	Extremidade tracionada
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)				
1	Enformada a frio	$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon$	$\frac{c}{t} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Soldada	$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c}{t} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Enformada a frio	$\frac{c}{t} \leq 10,4\varepsilon$	$\frac{c}{t} \leq \frac{10,4\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t} \leq \frac{10,4\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Soldada	$\frac{c}{t} \leq 9,4\varepsilon$	$\frac{c}{t} \leq \frac{9,4\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t} \leq \frac{9,4\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)				
3	Enformada a frio	$c/t \leq 11,9\varepsilon$	$c/t \leq 18,1\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
	Soldada	$c/t \leq 11\varepsilon$	$c/t \leq 16,7\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	

Quadro 3.4: Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (adaptado de EN 1993-1-4, 2006)

Cantoneiras				
Consultar também “banzos em consola”			Não se aplica a cantoneiras em contato contínuo com outros componentes	
Classe	Componente sujeito a compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)				
3	$\frac{h}{t} \leq 11,9\varepsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 9,1\varepsilon$			
Secções tubulares				
				
Classe	Secção em flexão (até CHS 240)		Secção em compressão	
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$		$d/t \leq 50\varepsilon^2$	
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$		$d/t \leq 750\varepsilon^2$	
3	$d/t \leq 280\varepsilon^2$ <b>Nota:</b> para $d > 240$ mm e $d/t > 280\varepsilon^2$ Ver EN 1993-1-6		$d/t \leq 90\varepsilon^2$ <b>Nota:</b> para $d/t > 90\varepsilon^2$ Ver EN 1993-1-6	
$\varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \frac{E}{210000} \right]^{0,5}$	Liga	1.4301	1.4401	1.4462
	$f_y(MPa)$	210	220	460
	$\varepsilon$	1,03	1,01	0,698

### 3.2.1 Largura efetiva para secções transversais de classe 4

Para secções transversais de classe 4, onde a encurvadura local dos elementos ocorre antes que seja atingida a tensão de cedência, a secção transversal bruta,  $A$ , é substituída por uma secção transversal efetiva,  $A_{\text{eff}}$ , de menor área. Consequentemente, devido a esta mudança, têm de ser determinadas novas propriedades efetivas da secção, como o momento de inércia,  $I_{\text{eff}}$ , o módulo elástico de flexão,  $W_{\text{eff}}$ , e a nova posição da linha neutra, como se mostra a título representativo na Figura 3.1, sendo  $e_m$  o afastamento entre centros de gravidade da área efetiva e da área bruta da secção transversal.

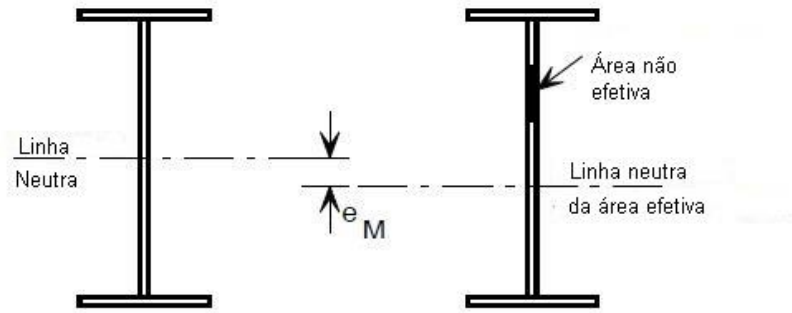


Figura 3.1: Mudança de posição da linha neutra de uma secção de Classe 4 em I quando sujeita a momento fletor (adaptado de Euro Inox (2006))

O método utilizado para obtenção da secção efetiva é o método da largura efetiva apresentado no EN 1993-1-5 (2006) para elementos de parede fina sem reforços, onde é aplicado um fator de redução  $\rho$  tal que:

$$A_{eff} = \rho A \quad (3.1)$$

O fator de redução  $\rho$  para elementos de aço inoxidável é calculado do seguinte modo:

- Componentes internos:

$$\rho = \frac{0,772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,125}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ mas } \rho \leq 1 \quad (3.2)$$

- Componentes externos enformados a frio:

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,231}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ mas } \rho \leq 1 \quad (3.3)$$

- Componentes externos soldados:

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,242}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ mas } \rho \leq 1 \quad (3.4)$$

Onde  $\bar{\lambda}_p$  é a esbelteza normalizada do componente, definida por:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (3.5)$$

Em que:

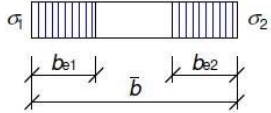
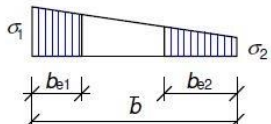
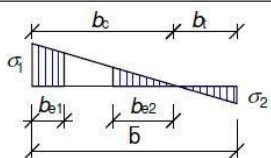
$t$  é a espessura do componente;

$k_\sigma$  é o fator de encurvadura de placas correspondente à relação entre tensões,  $\psi$ , retirada dos Quadros 3.5 e 3.6;

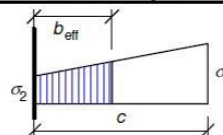
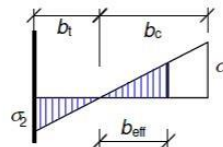
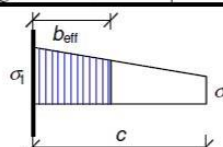
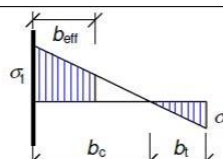
$\varepsilon = \left( \frac{235 E}{f_y 210000} \right)^{0,5}$  é um fator que depende da tensão de cedência  $f_y$  e do módulo de elasticidade  $E$  do material, sendo dado nos Quadros 3.2, 3.3 e 3.4 para alguns tipos de aço inoxidável;

$\bar{b}$  é a largura relevante do componente definida como  $c$ ,  $d$  ou  $h$  nos Quadros 3.2, 3.3 e 3.4.

Quadro 3.5: Comprimentos efetivos: elementos internos comprimidos (adaptado de EN 1993-1-5, 2006)

Distribuição de tensões (compressão positiva)				Largura efetiva $b_{eff}$		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
$k_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Quadro 3.6: Comprimentos efetivos: elementos externos comprimidos (adaptado de EN 1993-1-5, 2006)

Distribuição de tensões (compressão positiva)			Largura efetiva $b_{eff}$		
			$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
			$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
$k_\sigma$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
			$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
			$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
$k_\sigma$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

### 3.3 Resistência de secções transversais

#### 3.3.1 Resistência à tração

O valor de cálculo do esforço de tração atuante,  $N_{Ed}$ , deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.6)$$

Onde o valor de cálculo do esforço normal resistente à tração,  $N_{t,Rd}$ , deve ser considerado como o menor de entre o esforço normal resistente plástico da secção bruta,  $N_{pl,Rd}$ , e o esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação,  $N_{u,Rd}$ .

O esforço normal resistente plástico da secção bruta é determinado por:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.7)$$

O esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação é determinado por:

$$N_{u,Rd} = \frac{k_r A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.8)$$

Em que:

$A_{net}$  é área útil da secção transversal;

$k_r = 1 + 3r \left( \frac{d_0}{u} - 0,3 \right)$  mas  $k_r \leq 1$ ;

$u = 2e_2$  mas  $u \leq p_2$ ;

$k_r = 1 + 3r \left( \frac{d_0}{u} - 0,3 \right)$  mas  $k_r \leq 1$ ;

$d_0$  é o diâmetro nominal do furo;

$e_2$  é a distancia do eixo do parafuso ao bordo lateral;

$p_2$  é a distancia entre eixos de parafusos.

#### 3.3.2 Resistência à compressão

O valor de cálculo do esforço de compressão atuante,  $N_{Ed}$ , deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.9)$$

Onde o esforço normal resistente à compressão uniforme,  $N_{c,Rd}$ , é determinado por:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções transversais de Classe 1,2 ou 3} \quad (3.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções transversais de Classe 4} \quad (3.11)$$

### 3.3.3 Resistência ao momento fletor

O valor de cálculo do momento fletor atuante,  $M_{Ed}$ , deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.12)$$

Onde o momento fletor resistente em relação a cada um dos seus eixos principais,  $M_{c,Rd}$ , é determinado por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções transversais de Classe 1 ou 2} \quad (3.13)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções transversais de Classe 3} \quad (3.14)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções transversais de Classe 4} \quad (3.15)$$

Em que:

$W_{pl}$  é o módulo de flexão plástico da secção transversal;

$W_{el,min}$  é o módulo de flexão elástico da secção transversal, correspondente à fibra onde a tensão elástica é mais elevada;

$W_{eff,min}$  é o módulo de flexão elástico da secção transversal efetiva, correspondente à fibra onde a tensão elástica é mais elevada.

### 3.3.4 Resistência ao esforço transversal

O valor de cálculo do esforço transversal atuante,  $V_{Ed}$ , deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.16)$$

Onde o valor do esforço transversal resistente,  $V_{c,Rd}$ , é determinado por:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.17)$$

Em que:

$A_v$  é a área resistente ao esforço transversal

Relativamente à resistência ao corte, ao contrário do que acontece com o aço carbono, considera-se para qualquer classe de secção transversal o valor do esforço transverso plástico resistente,  $V_{pl,Rd}$ , não havendo referência ao cálculo do esforço transverso resistente elástico.

Contudo tal não constitui uma limitação, pois normalmente, quando a resistência plástica ao esforço transverso não é atingida, o valor da resistência ao esforço transverso,  $V_{c,Rd}$ , é condicionado pela resistência à encurvadura por esforço transverso.

### 3.3.5 Resistência a combinação de esforços

#### 3.3.5.1 Flexão com esforço transverso

Na presença de esforço transverso, os seus efeitos devem ser tomados em consideração no cálculo do momento fletor resistente do modo seguinte:

Quando  $V_{Ed}$  excede 50% de  $V_{pl,Rd}$ , os valores de cálculo da resistência da secção transversal à flexão composta são calculados adotando-se, na área resistente ao esforço transverso, uma tensão de cedência reduzida igual a:

$$(1 - \rho)f_y \quad (3.18)$$

Onde  $\rho$  é um fator de redução, determinado por:

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2 \quad (3.19)$$

Em alternativa, para secções transversais com banzos iguais em I e de classe 1 ou 2, fletidas em relação ao eixo principal de maior inércia, o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico, reduzido para ter em conta o esforço transverso, pode ser calculado como:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \text{ mas } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (3.20)$$

Em que:

$A_w$  é a área da alma:  $A_w = h_w t_w$

$t_w$  é a espessura da alma

$h_w$  é a altura da alma



### 3.3.5.2 Flexão composta

Na presença de esforço normal, os seus efeitos devem ser tomados em consideração no cálculo do momento fletor resistente, com as seguintes exceções para secções transversais de classe 1 ou 2:

- Em relação ao eixo y-y, no caso de secções duplamente simétricas com banzos, em I, H ou outras, caso sejam satisfeitos os seguintes critérios:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (3.21)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.22)$$

- Em relação ao eixo z-z, no caso de secções duplamente simétricas com banzos, em I ou H quando:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.23)$$

Nos casos em que seja necessário considerar o efeito do esforço normal, devem ser satisfeitos os seguintes critérios:

- (1) Para secções transversais de Classe 1 ou 2, deve verificar-se a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.24)$$

Em que:

$M_{N,Rd}$  é o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal.

Em alternativa, para flexão desviada, pode adotar-se o seguinte critério:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (3.25)$$

Em que:

$\alpha$  e  $\beta$  são constantes que podem, de forma conservativa, ser consideradas iguais à unidade, ou então ser calculadas do seguinte modo:

- Secções em I ou H:

$$\alpha = 2; \beta = 5n, \text{ mas } \beta \leq 1$$

- Secções circulares tubulares:

$$\alpha = 2; \beta = 2$$

- Secções retangulares tubulares:
- $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2}$  mas  $\alpha = \beta \leq 6$

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$$

Em relação ao cálculo de  $M_{N,Rd}$ , o EC3-1-1 oferece expressões aproximadas dependentes do tipo de secção, consideradas válidas também para aços inoxidáveis:

- Para secções retangulares cheias sem furos de ligações:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} [1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2] \quad (3.26)$$

- Para secções circulares tubulares:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1,7}) \quad (3.27)$$

- Para secções retangulares tubulares de espessura uniforme e secções soldadas em caixão com banzos e almas iguais:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5 a_w) \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.28)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5 a_f) \text{ mas } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (3.29)$$

Em que:

$$a_w = (A - 2bt)/A, \text{ mas } a_w \leq 0,5, \text{ para secções tubulares}$$

$$a_w = (A - 2bt_f)/A, \text{ mas } a_w \leq 0,5, \text{ para secções em caixão soldadas}$$

$$a_f = (A - 2ht)/A, \text{ mas } a_f \leq 0,5, \text{ para secções tubulares}$$

$$a_f = (A - 2ht_f)/A, \text{ mas } a_f \leq 0,5, \text{ para secções em caixão soldadas}$$

- Para secções laminadas correntes em I ou H e de secções soldadas em I ou H com banzos iguais:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5 a), \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.30)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ quando } n \leq a \quad (3.31)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] \text{ quando } n > a \quad (3.32)$$

Em que:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2bt_f)/A, \text{ mas } a \leq 0,5$$

(2) Para secções transversais de Classe 3 ou 4 deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.33)$$

Em que:

$\sigma_{x,Ed}$  é o valor de cálculo da tensão longitudinal atuante devida ao momento fletor e ao esforço normal, tendo como base secções transversais brutas para classe 3 e secções transversais efetivas para classe 4.

Em alternativa, para secções de classe 4, pode ser utilizado o seguinte critério simplificado:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (3.34)$$

Em que:

$A_{eff}$  é a área efetiva da secção transversal, quando submetida a compressão uniforme;

$W_{eff,min}$  é o módulo de flexão efetivo da secção transversal quando submetida apenas a um momento fletor em relação ao eixo considerado;

$e_N$  é o afastamento entre centros de gravidade da área efetiva e da área bruta da secção transversal quando esta se encontra submetida apenas à compressão (ver Figura 3.1).

### 3.4 Resistência de elementos à encurvadura

Os elementos de aço inoxidável são suscetíveis de colapsar antes de atingirem a sua tensão de cedência. Tal facto deve-se à sua elevada esbelteza que, associada a esforços de compressão elevados, traduz-se em fenómenos de encurvadura. Assim, adicionalmente à verificação da resistência da sua secção transversal e de acordo com o EC3, é necessário calcular a resistência dos elementos à encurvadura.

Elementos sujeitos a compressão uniforme podem colapsar nos seguintes modos de encurvadura:

- Encurvadura por flexão;
- Encurvadura por torção;
- Encurvadura por flexão-torção.

Enquanto elementos sujeitos a flexão podem colapsar nos seguintes modos de encurvadura:

- Encurvadura lateral;
- Encurvadura por corte (pois a flexão está normalmente associada ao esforço transversal).

Para elementos onde exista combinação destes esforços, existe interação entre diferentes modos de encurvadura. Porém, o EC3-1-4 apenas apresenta fórmulas de interação para o caso de elementos uniformes em flexão composta com compressão, sendo a encurvadura da alma devida à interação entre esforço transversal, momento fletor e esforço axial calculada pelas regras definidas na EN1993-1-5.

Para elementos muito esbeltos, existe também a possibilidade de ocorrência de encurvadura local ou de placa, mas esta é tida em conta nos outros modos de encurvadura através da utilização de uma área efetiva da secção transversal para secções de classe 4.

### 3.4.1 Resistência à encurvadura de elementos uniformes comprimidos

Um elemento comprimido deve ser verificado em relação à encurvadura, impondo:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.35)$$

Onde o valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido,  $N_{b,Rd}$ , é determinado por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções transversais de Classe 1,2 ou 3} \quad (3.36)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções transversais de Classe 4} \quad (3.37)$$

O coeficiente de redução  $\chi$  para o modo de encurvadura relevante é obtido por:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1,0 \quad (3.38)$$

Em que:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{para secções transversais de Classe 1,2 ou 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{para secções transversais de Classe 4}$$

$\alpha$  e  $\bar{\lambda}_0$  são, respectivamente, um fator de imperfeição e a esbelteza adimensional limite para o modo de encurvadura relevante, retirados do Quadro 3.7;

$N_{cr}$  é o valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta.

Quadro 3.7: Valores de  $\alpha$  e  $\bar{\lambda}_0$  (EN 1993-1-4, 2006)

Modo de Encurvadura	Tipo de Elemento	$\alpha$	$\bar{\lambda}_0$
Flexão	Secções abertas enformadas a frio	0,49	0,40
	Secções tubulares (soldadas ou laminadas)	0,49	0,40
	Secções abertas soldadas (eixo de maior inércia)	0,49	0,20
	Secções abertas soldadas (eixo de menor inércia)	0,76	0,20
Torção e Flexão-Torção	Todos os elementos	0,34	0,20

Para esbeltezas adimensionais  $\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$  ou para  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq \bar{\lambda}_0^{-2}$ , os efeitos da encurvadura podem ser ignorados, sendo apenas efetuadas verificações de segurança das secções transversais.

Assim, pode resumir-se a verificação de resistência à encurvadura de elementos uniformes comprimidos através das curvas de encurvadura representadas na Figura 3.2.

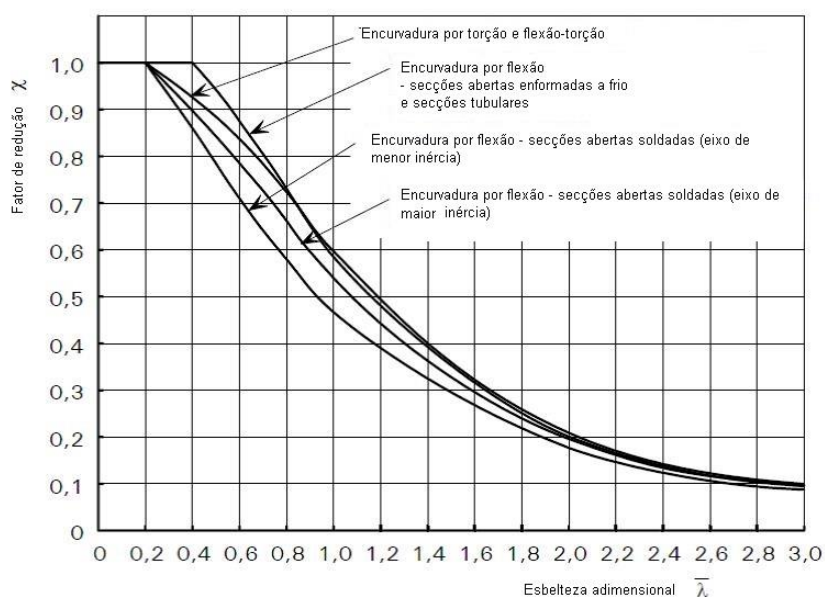


Figura 3.2: Curvas de encurvadura por flexão, torção e flexão-torção adotadas no EC3-1-4 (adaptado de Euro Inox (2006))

### 3.4.2 Resistência à encurvadura lateral de elementos uniformes em flexão

Um elemento sem travamento lateral e solicitado à flexão em relação ao eixo principal de maior inércia deve ser verificado em relação à encurvadura lateral através de:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.39)$$

Onde o valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral,  $M_{b,Rd}$ , é determinado por:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.40)$$

Em que:

$W_y$  é o modulo de flexão adequado considerado do seguinte modo:

$W_y = W_{pl,y}$  para secções transversais de Classe 1 ou 2;

$W_y = W_{el,y}$  para secções transversais de Classe 3;

$W_y = W_{eff,y}$  para secções transversais de Classe 4.

O coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral,  $\chi_{LT}$ , é obtido por:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1,0 \quad (3.41)$$

Em que:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$\alpha$  é o fator de imperfeição, que toma os valores seguintes:

= 0,34 para secções enformadas a frio e secções tubulares soldadas ou laminadas;

= 0,76 para secções abertas soldadas e outras secções para as quais não existem dados experimentais.

$M_{cr}$  é o valor do momento crítico elástico para encurvadura lateral, o qual tem em consideração as condições de carregamento, a distribuição real dos momentos fletores e os travamentos laterais.

Para esbeltezas adimensionais  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$  ou para  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16$ , os efeitos da encurvadura lateral podem ser ignorados, sendo apenas efetuadas verificações de segurança das secções transversais. Do mesmo modo, pode ser dispensada a verificação de encurvadura lateral para elementos sujeitos

a flexão apenas no seu eixo de menor inércia ou que tenham travamento lateral suficiente no seu banzo comprimido.

Assim pode resumir-se a verificação de resistência à encurvadura lateral de elementos sujeitos a flexão através das curvas de dimensionamento de encurvadura lateral representadas na Figura 3.3.

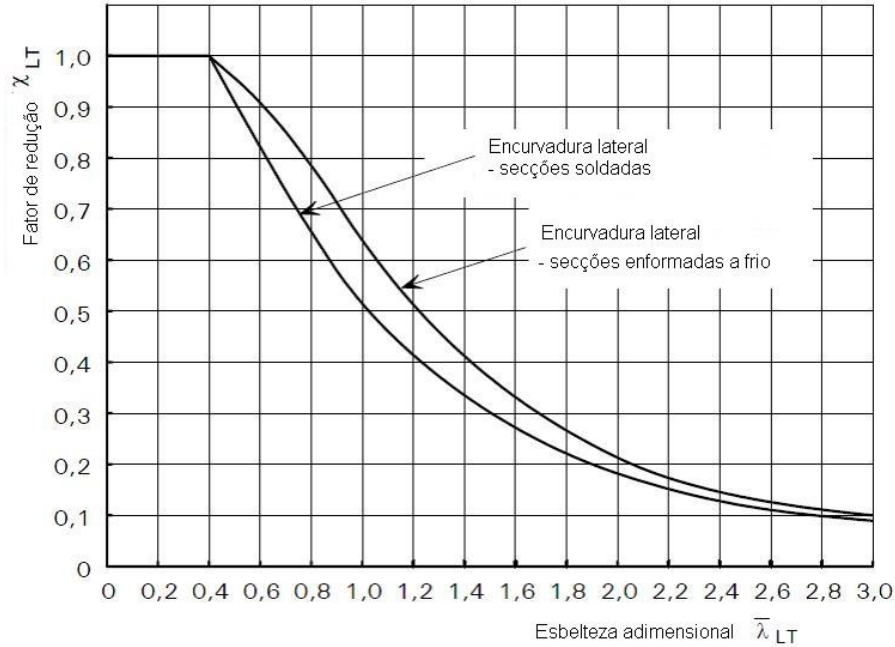


Figura 3.3: Curvas de encurvadura lateral adotadas no EC3-1-4 (adaptado de Euro Inox (2006))

### 3.4.3 Resistência à encurvadura de elementos uniformes em flexão composta com compressão

Elementos sujeitos a flexão composta com compressão devem satisfazer as seguintes equações:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y \left( \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\beta_{W,y} \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) + k_z \left( \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\beta_{W,z} \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) \leq 1,0 \quad (3.42)$$

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min1}} + k_{LT} \left( \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{M_{b,Rd}} \right) + k_z \left( \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\beta_{W,z} \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) \leq 1,0 \quad (3.43)$$

Em que:

$e_{Nz}$  e  $e_{Ny}$  são as excentricidades da linha neutra relativamente ao centro de gravidade da secção cheia, quando a secção transversal está sujeita a compressão uniforme (apenas para secções de classe 4);

$(N_{b,Rd})_{min}$  é o valor mínimo de  $N_{b,Rd}$ , tendo em conta os seguintes modos de encurvadura: encurvadura por flexão segundo o eixo y-y, encurvadura por flexão segundo o eixo z-z, encurvadura por torção e encurvadura por flexão torção;

$(N_{b,Rd})_{min1}$  é o valor mínimo de  $N_{b,Rd}$ , tendo em conta os seguintes modos de encurvadura: encurvadura por flexão segundo o eixo z-z, encurvadura por torção e encurvadura por flexão-torção;

$\beta_{W,y}$  e  $\beta_{W,z}$  são os valores de  $\beta_W$ , respetivamente em relação aos eixos y-y e z-z, tal que:

$\beta_W = 1,0$  para secções transversais de Classe 1 ou 2;

$\beta_W = \frac{W_{el}}{W_{pl}}$  para secções transversais de Classe 3;

$\beta_W = \frac{W_{eff}}{W_{pl}}$  para secções transversais de Classe 4;

$k_y$ ,  $k_z$  e  $k_{LT}$  são fatores de interação que podem ser definidos por Anexo Nacional do Eurocódigo respetivo, sendo os valores recomendados no EC3-1-4, os seguintes:

$$k_y = 1,0 + 2(\bar{\lambda}_y - 0,5) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \quad \text{mas } 1,2 \leq k_y \leq 1,2 + 2 \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}}$$

$$k_z = 1,0 + 2(\bar{\lambda}_z - 0,5) \frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min1}} \quad \text{mas } 1,2 \leq k_z \leq 1,2 + 2 \frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min1}}$$

$$k_{LT} = 1,0$$

#### **3.4.4 Resistência à encurvadura da alma por esforço transversal**

Os efeitos da encurvadura por esforço transversal podem ser ignorados, sendo a resistência ao esforço transversal limitada apenas pelo esforço transversal plástico resistente da secção transversal, desde que:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{52}{\eta} \varepsilon \quad \text{para almas não reforçadas;}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{23}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad \text{para almas reforçadas.}$$

Em que:

$\eta$  é definido no Anexo Nacional do Eurocódigo, sendo o valor recomendado no EC3-1-4,

$$\eta = 1,20;$$

$k_\tau$  é o coeficiente de encurvadura por corte dado no Anexo A.3 do EC3-1-5.



Nos casos em que seja necessário considerar os efeitos da encurvadura por esforço transversal é necessário reforçar obrigatoriamente o elemento no caso de almas não-reforçadas ou verificar a necessidade de reforços adicionais no caso de almas reforçadas. Assim, um elemento deve ser verificado em relação à encurvadura por esforço transversal, de modo a satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.44)$$

Onde o valor de cálculo do esforço transversal resistente à encurvadura,  $V_{b,Rd}$ , é determinado através de:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (3.45)$$

Em que:

$f_{yw}$  é a tensão de cedência característica da alma;

$V_{bw,Rd}$  é a contribuição da alma para a resistência à encurvadura por esforço transversal;

$V_{bf,Rd}$  é a contribuição dos banzos para a resistência à encurvadura por esforço transversal.

#### 3.4.4.1 Contribuição da alma

A contribuição da alma para a resistência à encurvadura por esforço transversal,  $V_{bw,Rd}$ , é dada por:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (3.46)$$

Em que o valor do coeficiente  $\chi_w$ , dependente do parâmetro de esbelteza  $\bar{\lambda}_w$ , é obtido por:

$$\chi_w = \eta \quad \text{para } \bar{\lambda}_w \leq \frac{0,60}{\eta} \quad (3.47)$$

$$\chi_w = 0,11 + \frac{0,64}{\bar{\lambda}_w} - \frac{0,05}{\bar{\lambda}_w^2} \quad \text{para } \bar{\lambda}_w > \frac{0,60}{\eta} \quad (3.48)$$

O valor do parâmetro de esbelteza  $\bar{\lambda}_w$  é dependente do posicionamento dos reforços e é obtido por:

- Para almas com reforços transversais apenas nos apoios:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 t_w \varepsilon} \quad (3.49)$$

- Para almas com reforços transversais nos apoios e intermédios ou reforços longitudinais ou ambos:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 t_w \varepsilon \sqrt{k_\tau}} \quad (3.50)$$

#### 3.4.4.2 Contribuição dos banzos

Normalmente, a contribuição dos banzos é desprezada por simplicidade. No entanto, se a resistência dos banzos não for completamente utilizada na resistência ao momento fletor ( $M_{Ed} < M_{f,Rd}$ ), pode contabilizar-se a contribuição dos banzos para a resistência à encurvadura por esforço transversal,  $V_{bf,Rd}$ , sendo a mesma dada por:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f f_{yf} t_f^2}{c \gamma_{M1}} \left[ 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right] \quad (3.51)$$

Em que:

$b_f$  e  $t_f$  são, respetivamente, a largura e a espessura do banzo com menor resistência axial, devendo  $b_f$  ser menor ou igual a  $15 \varepsilon t_f$ , para cada lado da alma;

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$  é o momento resistente da área da secção transversal correspondente apenas aos banzos efetivos;

$$c = a \left( 0,17 + \frac{3,5 b_f t_f^2 f_{yf}}{t_w h_w^2 f_{yw}} \right), \text{ mas } \frac{c}{a} < 0,65$$

$f_{yf}$  é a tensão de cedência característica do banzo.

No caso em que esteja também presente um esforço axial  $N_{Ed}$ , o valor de  $M_{f,Rd}$  deve ser reduzido multiplicando-o pelo fator:

$$\left[ 1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1} + A_{f2}) f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \right] \quad (3.52)$$

Em que  $A_{f1}$  e  $A_{f2}$  são, respetivamente, as áreas do banzo superior e inferior.

#### 3.4.5 Resistência à interação entre esforço transversal, momento fletor e esforço axial tendo em conta a encurvadura da alma

Os efeitos da interação podem ser desprezados se a encurvadura da alma por esforço transversal for também dispensada de acordo com o ponto anterior. Caso se tenha de considerar esta interação, deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$\bar{\eta}_1 + \left( 1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{para} \quad \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (3.53)$$

Em que:

$M_{pl,Rd}$  é o momento plástico resistente da secção transversal tendo em conta a área efectiva dos banzos e área efectiva da alma, independentemente da classe da secção.

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

Nota: se  $\bar{\eta}_3 \leq 0,5$  está automaticamente verificada a segurança à encurvadura da alma tendo em conta os efeitos de interacção.

Se existir um esforço axial  $N_{Ed}$ , o valor de  $M_{pl,Rd}$  deve ser substituído por  $M_{N,Rd}$  de acordo com o ponto 3.3.5.2 do presente documento, devendo  $M_{f,Rd}$  ser reduzido em conformidade com o ponto 3.4.4.2 do presente documento.



## 4 Otimização do dimensionamento de elementos em aço inoxidável

### 4.1 Proposta de Gardner & Theofanous (2008) para limites de esbelteza no EC3-1-4 para classificação de secções transversais

A determinação dos limites de esbelteza é normalmente obtida através de resultados experimentais relevantes, normalmente ensaios de compressão em colunas e de flexão em vigas. No entanto, à data do desenvolvimento do EC3-1-4 existia apenas um número limitado de testes experimentais em aço inoxidável projetados para investigação de larguras efetivas em secções de classe 4 em elementos comprimidos. Logo, tais testes eram apropriados apenas para definição do limite de esbelteza para secções de classe 3. Os restantes limites foram obtidos através da analogia com os limites de esbelteza do aço carbono, pelo que as Classes 1 e 2 careciam de verificação experimental.

Recentemente, os dados experimentais disponíveis para aços inoxidáveis aumentaram consideravelmente, permitindo assim uma nova avaliação dos limites de esbelteza em elementos de aço inoxidável. Este estudo foi feito por Gardner & Theofanous (2008), que compilaram e analisaram os dados experimentais obtidos por diversos autores, tendo concluído que na maioria dos casos os limites de esbelteza do aço inoxidável prescritos no EC3-1-4 são demasiados conservativos e podem ser compatibilizados com os limites do aço carbono. Deste estudo resultou a proposta de novos limites de esbelteza, validados estatisticamente pela EN 1990 (NP EN 1990, 2009) e aqui reproduzidos no Quadro 4.1, bem como o refinamento das expressões do fator de redução  $\rho$  para o cálculo da largura efetiva em secções transversais de classe 4 (ponto 3.2.1 deste documento), tendo-se obtido as seguintes expressões:

- Componentes internos (soldados ou enformados a frio):

$$\rho = \frac{0,772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,079}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ mas } \rho \leq 1 \quad (4.1)$$

- Componentes externos (soldados ou enformados a frio):

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ mas } \rho \leq 1 \quad (4.2)$$

Estes valores conduzem a classificações de secções mais corretas e menos conservativas que as utilizadas no EC3-1-4, tendo sido proposta a sua inclusão em novas revisões desta norma, tendo em

vista uma maior rentabilização da secção transversal e consequente aumento da eficiência no dimensionamento.

Quadro 4.1: Limites de esbelteza propostos por Gardner & Theofanous e comparação com os limites regulamentares atuais (Gardner & Theofanous, 2008)

Elemento	Classe 1			Classe 2			Classe 3		
	Limite Aço Carbono	Limite Aço Inox	Limite proposto	Limite Aço Carbono	Limite Aço Inox	Limite proposto	Limite Aço Carbono	Limite Aço Inox	Limite proposto
Componentes internos solicitados à compressão	$33\varepsilon$	$25,7\varepsilon$	$33\varepsilon$	$38\varepsilon$	$26,7\varepsilon$	$35\varepsilon$	$42\varepsilon$	$30,7\varepsilon$	$37\varepsilon$
Componentes internos solicitados à flexão	$72\varepsilon$	$56\varepsilon$	$72\varepsilon$	$83\varepsilon$	$58,2\varepsilon$	$76\varepsilon$	$124\varepsilon$	$74,8\varepsilon$	$90\varepsilon$
Componentes internos solicitados à flexão e compressão $\alpha > 0,5$ ou $\psi > -1$	$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{308\varepsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{320\varepsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{420\varepsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$	$15,3\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	$18,5\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$
Componentes internos solicitados à flexão e compressão $\alpha \leq 0,5$ ou $\psi \leq -1$	$\frac{36\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{28\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{36\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{29,1\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{38\varepsilon}{\alpha}$	$62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
Banzos em consola enformados a frio solicitados à compressão	$9\varepsilon$	$10\varepsilon$	$9\varepsilon$	$10\varepsilon$	$10,4\varepsilon$	$10\varepsilon$	$14\varepsilon$	$11,9\varepsilon$	$14\varepsilon$
Banzos em consola enformados a frio solicitados à compressão e flexão (extremidade comprimida)	$\frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{10,4\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	$18,1\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	$21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$
Banzos em consola enformados a frio solicitados à compressão e flexão (extremidade tracionada)	$\frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{10,4\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Banzos em consola soldados solicitados à compressão	$9\varepsilon$	$9\varepsilon$	$9\varepsilon$	$10\varepsilon$	$9,4\varepsilon$	$10\varepsilon$	$14\varepsilon$	$11\varepsilon$	$14\varepsilon$
Banzos em consola soldados solicitados à compressão e flexão (extremidade comprimida)	$\frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{9,4\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	$16,7\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	$21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$

Quadro 4.2(continuação): Limites de esbelteza propostos por Gardner & Theofanous e comparação com os limites regulamentares atuais (Gardner & Theofanous, 2008)

Banzos em consola soldados solicitados à compressão e flexão (extremidade tracionada)	$\frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{9,4\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Cantoneiras solicitadas à compressão	-	-	-	-	-	-	11,5ε	9,1ε	11,5ε
Secções tubulares solicitadas à compressão	50ε <sup>2</sup>	50ε <sup>2</sup>	50ε <sup>2</sup>	70ε <sup>2</sup>	70ε <sup>2</sup>	70ε <sup>2</sup>	90ε <sup>2</sup>	90ε <sup>2</sup>	90ε <sup>2</sup>
Secções tubulares solicitadas à flexão	50ε <sup>2</sup>	50ε <sup>2</sup>	50ε <sup>2</sup>	70ε <sup>2</sup>	70ε <sup>2</sup>	70ε <sup>2</sup>	90ε <sup>2</sup>	280ε <sup>2</sup>	280ε <sup>2</sup>

## 4.2 Proposta de Saliba et al (2014) para determinação da resistência à encurvadura da alma

Aquando da criação da versão provisória da norma europeia (1996) os únicos resultados experimentais da resistência ao esforço transversal de elementos de aço inoxidável tinham sido obtidos por Carvalho et al (1990) tendo sido a sua proposta para o cálculo de resistência ao esforço transversal incluída na norma provisória e mantida quando esta passou a norma definitiva (EN 1993-1-4, 2006) (ver ponto 3.4.4 deste documento).

Recentemente, vários estudos experimentais sobre a validade destas expressões foram efetuados e comparados com as expressões da EN 1993-1-4 (2006), concluindo-se que estas são demasiado conservativas, não fazendo a diferenciação, ao contrário do definido na EN 1993-1-5, entre vigas com extremidade rígida ou não-rígida. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 4.1

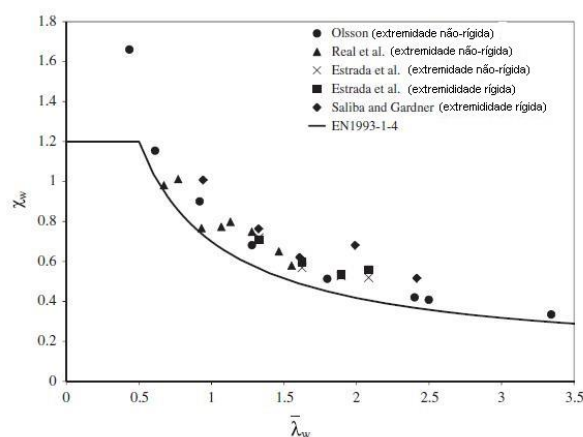


Figura 4.1: Comparação entre os resultados experimentais de vários autores e a função proposta pelo EC3-1-4 para cálculo da resistência à encurvadura por esforço transversal (adaptado de Saliba, et al. (2014))

Saliba, et al (2014) propuseram, com base nestes estudos, novas expressões para fatores de redução da contribuição da alma para resistência à encurvadura por esforço transversal harmonizadas com as expressões da EN1993-1-5, validados estatisticamente pela EN 1990, e aqui reproduzidos no Quadro 4.3

Quadro 4.3: Expressões para a contribuição da alma na resistência à encurvadura por corte

	Extremidade rígida	Extremidade não-rígida
$\bar{\lambda}_w \leq \frac{0,65}{\eta}$	$\eta$	$\eta$
$\frac{0,65}{\eta} \leq \bar{\lambda}_w < 0,65$	$\frac{0,65}{\bar{\lambda}_w}$	$\frac{0,65}{\bar{\lambda}_w}$
$\bar{\lambda}_w \geq 0,65$	$\frac{1,56}{0,91 + \bar{\lambda}_w}$	$\frac{1,19}{0,54 + \bar{\lambda}_w}$

Estes valores conduzem a expressões seguras e menos conservativas que as utilizadas no EC3-1-4, tendo sido proposta a sua inclusão em novas revisões do documento, resultando assim numa rentabilização da secção transversal e consequente eficiência no dimensionamento.

### 4.3 Aumento de resistência mecânica na região dos cantos de secções transversais enformadas a frio

Como referido no ponto 2.2.2 deste documento, para elementos enformados a frio as propriedades mecânicas do aço inoxidável variam para diferentes pontos da secção devido à resposta não-linear do material. Daí resultam secções transversais cujas regiões dos cantos têm resistências mecânicas muito superiores às obtidas para o material laminado a quente. Este efeito, apesar de poder ser contabilizado para o aço carbono através de um aumento da resistência média da secção transversal, não está contemplado no EC3-1-4, não existindo nesse documento qualquer expressão para o cálculo deste efeito.

Baseando-se nas expressões para a magnitude da tensão de cedência nos cantos de secções enformadas a frio obtidas através de estudos experimentais por Van den Berg & Van der Merwe (1992) para secções transversais obtidas por quinagem e por Gardner (2002) para secções transversais obtidas por laminagem a frio, Cruise & Gardner (2008) propuseram um novo modelo de distribuição de tensões de cedência para estas zonas, representado na Figura 4.2, tendo refinado as expressões existentes e contabilizado a extensão deste efeito para além da região dos cantos. Para além disso, estes autores propuseram também uma expressão para o cálculo do aumento de resistência mecânica para as faces planas de secções tubulares quadradas (SHS), obtidas através da



laminagem a frio de secções tubulares circulares (CHS). Estas expressões baseiam-se nas propriedades geométricas da secção assim como nas tensões de cedência e última fornecidas pelo fabricante podendo conservativamente serem utilizados os valores mínimos dados pelo EC3-1-4, e reproduzidos no Quadro 2.1 deste documento.

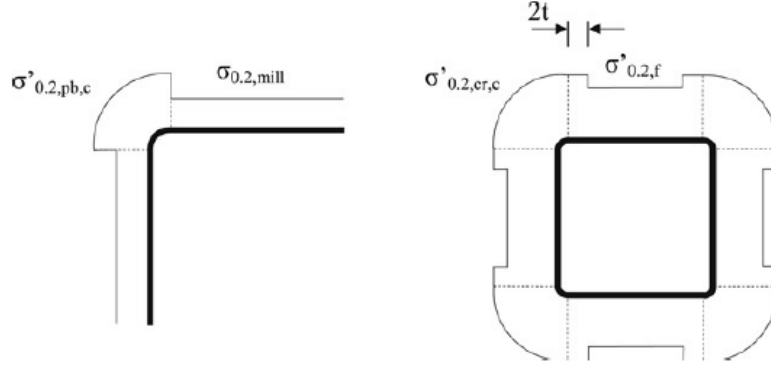


Figura 4.2: Modelo proposto para o aumento da tensão de cedência em a)secções obtidas por quinagem e b)secções tubulares quadradas obtidas por laminagem (Cruise & Gardner, 2008)

As expressões para o cálculo das tensões referenciadas na Figura 4.2 são:

$$\sigma'_{0.2,f} = \frac{0,85 \sigma_{0.2,mill}}{-0,19 + \frac{1}{12,42 \left( \frac{\pi t}{2(b+d)} \right) + 0,83}} \quad (4.3)$$

$$\sigma'_{0.2,cr,c} = 0,83 \sigma'_{ult,f} \quad (4.4)$$

$$\sigma'_{ult,f} = \sigma_{ult,mill} \left( 0,19 \left( \frac{\sigma'_{0.2,f}}{\sigma_{0.2,mill}} \right) + 0,85 \right) \quad (4.5)$$

$$\sigma'_{0.2,pb,c} = \frac{1,673 \sigma_{0.2,mill}}{\left( \frac{r_i}{t} \right)^{0,126}} \quad (4.6)$$

Em que:

$\sigma_{0.2,mill}$  é a tensão de cedência dada pelo fabricante, podendo conservativamente serem adotados para esta grandeza os valores mínimos dados pelo EC3-1-4 para  $f_y$ ;

$\sigma_{ult,mill}$  é a tensão última à tração dada pelo fabricante, podendo conservativamente serem adotados para esta grandeza os valores mínimos dados pelo EC3-1-4 para  $f_u$ .

Não contabilizar este efeito no dimensionamento conduz a uma subestimação das capacidades resistentes reais das secções transversais, especialmente em secções esbeltas de classe 4, como a representada na Figura 4.3, onde as zonas efetivas da secção se localizam maioritariamente nos cantos. Assim, a influência deste aumento de resistência mecânica é muito importante, podendo levar a aumentos de 10 a 40% para secções obtidas por quinagem (Cruise & Gardner, 2008). É de

referir que estas expressões foram obtidas através de estudos experimentais em aços austeníticos e ferríticos, não havendo resultados experimentais para aços *duplex* e ficando assim por comprovar a sua aplicabilidade para estas ligas. De qualquer modo, não é usual o uso de aços duplex enformados a frio em aplicações de engenharia civil devido à sua menor ductilidade em relação aos aços austeníticos, sendo normalmente as suas secções obtidas através de laminagem a quente.

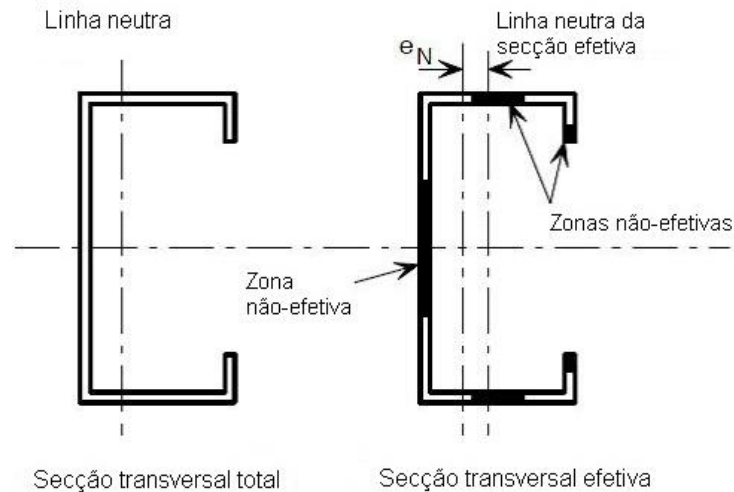


Figura 4.3: Secção em C com reforços de Classe 4 sujeita a compressão (adaptado de Euro Inox (2006))

#### 4.4 Método da Resistência Contínua

O EC3-1-4 considera para o aço inoxidável uma relação tensão-deformação bilinear elástica, perfeitamente plástica, em concordância com o modelo adotado para o aço carbono. Assim não reflete a verdadeira resposta do aço inoxidável, que é um material não linear e com acentuado endurecimento por deformação. Deste modo, o EC3-1-4 pode ser considerado demasiado conservativo, especialmente para secções pouco esbeltas (Gardner & Theofanous, 2008). Assim, para um dimensionamento mais económico, é conveniente utilizar um método que reflita a atual capacidade de resposta do aço inoxidável, explorando o seu endurecimento por deformação e, consequentemente, permitindo obter resistências do material superiores às atualmente obtidas através da norma europeia.

A análise de resultados experimentais (Afshan & Gardner, 2013) em colunas à compressão (Figura 4.4) e vigas sujeitas a flexão no seu plano (Figura 4.5) sujeitas apenas a efeitos de encurvadura local demonstram o excessivo conservadorismo do EC3-1-4 para secções transversais pouco esbeltas. Estas figuras representam a resistência da secção transversal obtida experimentalmente, normalizada pelo seu valor obtido através do EC3-1-4 (esforço normal resistente para compressão simples e momento fletor resistente para flexão) em função esbelteza normalizada da secção transversal definida no ponto 4.4.2 deste documento.

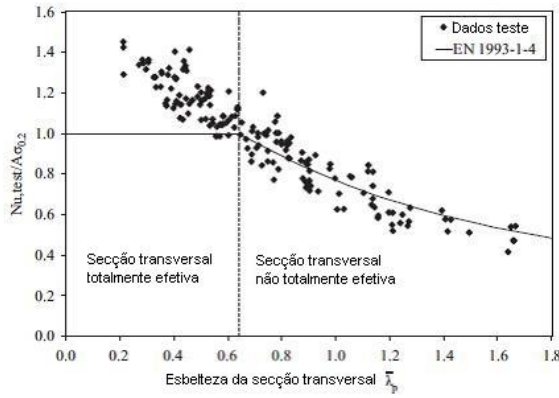


Figura 4.4: Comparação de resultados experimentais de 81 colunas com as curvas de resistência do EC3-1-4 (adaptado de Afshan & Gardner, 2013)

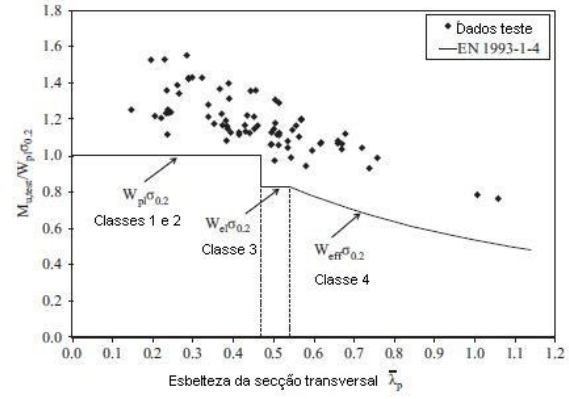


Figura 4.5: Comparação de resultados experimentais de 65 vigas com as curvas de resistência do EC3-1-4 (adaptado de Afshan & Gardner, 2013)

O método da resistência contínua (CSM – *Continuous Strength Method*) é um método de dimensionamento proposto por Gardner (2002) tendo sofrido posteriormente vários refinamentos e simplificações (Ashraf, et al., 2006), (Gardner & Ashraf, 2006), (Ashraf, et al., 2008), (Afshan & Gardner, 2013), (Liew & Gardner, 2015) de modo a ser passível a sua inclusão em normas de dimensionamento, com especial relevo para a norma europeia. Este método visa garantir que se atinge a deformação plástica do elemento estrutural através de dois conceitos base: uma curva que define o nível de deformação que uma dada seção transversal consegue atingir, substituindo-se assim a classificação da seção transversal característica do EC3-1-4 por uma relação contínua entre a capacidade de deformação normalizada da seção transversal e a respetiva esbelteza, e um modelo material que contempla e explora racionalmente o endurecimento por deformação característico de materiais não lineares como o aço inoxidável.

#### 4.4.1 Modelo material

O método da resistência contínua utilizava inicialmente o modelo de Ramberg-Osgood descrito no ponto 2.2.1 deste documento, daí resultando expressões complexas para o cálculo da resistência. Contudo, este modelo tem vindo a ser substituído por um modelo bilinear elástico com endurecimento por deformação que resulta em expressões mais simples, facilitando a sua utilização pelos projetistas e a sua inclusão em normas de dimensionamento (Afshan & Gardner, 2013). A relação tensão-deformação deste modelo, representado graficamente na Figura 4.6, é definida por:

$$\sigma = \begin{cases} E \cdot \varepsilon & \text{para } \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ f_y + E_{sh}(\varepsilon - \varepsilon_y) & \text{para } \varepsilon_y < \varepsilon \leq 0,16\varepsilon_u \end{cases} \quad (4.7)$$

Onde:

$$E_{sh} \text{ é o declive da reta de endurecimento por deformação calculado como } E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{0,16\varepsilon_u - \varepsilon_y};$$

$\varepsilon_u$  é a extensão última, obtida aproximadamente através de  $\varepsilon_u = 1 - \frac{f_y}{f_u}$  mas  $\varepsilon_u \leq A$ , onde  $A$  é a extensão após rotura definida na norma EN 10088 (2005);

$f_y$  e  $\varepsilon_y$  são, respetivamente, a tensão de cedência característica e a extensão de cedência;

$E$  é o módulo de elasticidade característico do material na origem.

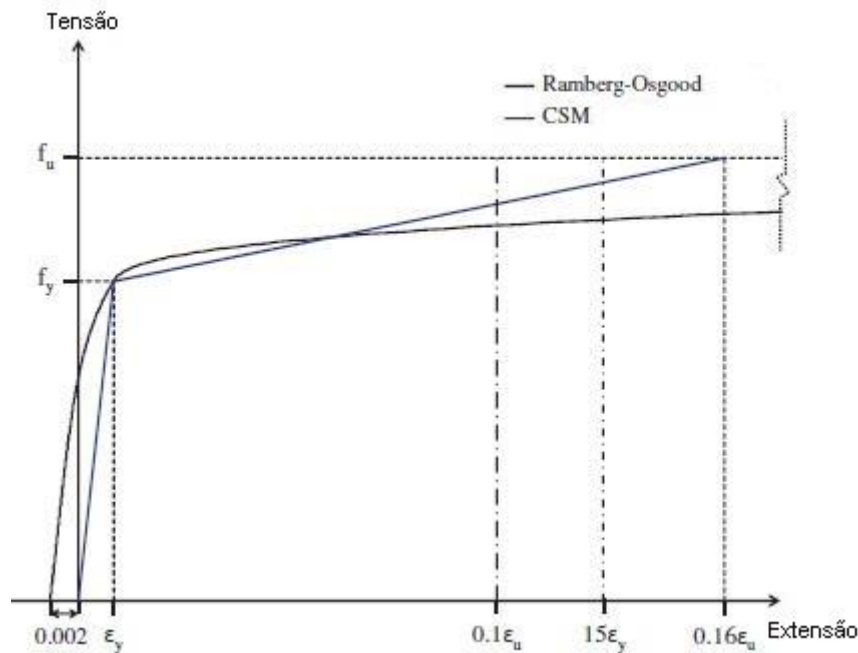


Figura 4.6 Relação tensão-deformação adotada no CSM (adaptado de Afshan & Gardner, 2013)

O ponto de tensão máxima,  $f_u$ , é limitado a uma extensão máxima de  $0,16\varepsilon_u$ , de modo a não sobrevalorizar demasiadamente a capacidade de deformação do material, devido à simplificação do modelo de endurecimento por deformação relativamente à real lei constitutiva do material.

#### 4.4.2 Capacidade de deformação da secção transversal

O princípio fundamental do método da resistência contínua consiste em relacionar a resistência da secção transversal com a sua capacidade de deformação plástica controlada pela sua esbelteza e consequente suscetibilidade aos efeitos de encurvadura local (Gardner, 2008).

A esbelteza da secção transversal para o método da resistência contínua é definida de um modo normalizado, tomando a forma da raiz quadrada da tensão de cedência do material ( $f_y$ ) sobre a tensão crítica elástica de encurvadura da secção transversal. Em geral, o cálculo dessa tensão crítica para elementos de parede fina retos pode envolver elevada complexidade matemática, sendo normalmente simplificado considerando as paredes individuais que constituem a secção, com condições de apoio apropriadas e tendo em conta o respetivo carregamento, como exemplificado na Figura 4.7 (Landolfo, 2008).

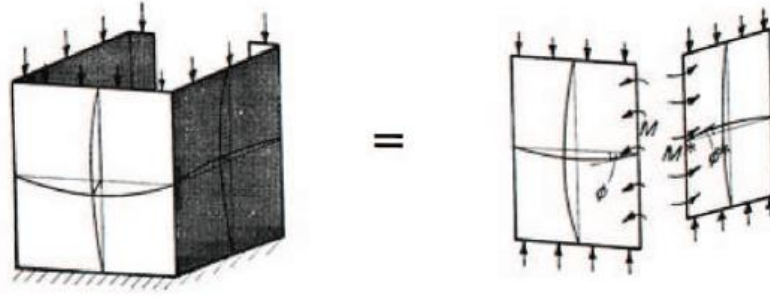


Figura 4.7 Análise da encurvadura local de uma seção de parede fina (Landolfo, 2008)

Para além de métodos analíticos, existem também métodos numéricos para analisar este fenómeno, entre os quais o método das faixas finitas (Schafer & Ádány, 2006), que é de relativa facilidade de utilização e boa precisão, sendo este o método proposto pelo método da resistência contínua para o cálculo da carga crítica de encurvadura da seção transversal. Deste modo, a esbelteza é definida pela equação 4.8 onde se consideram as dimensões referentes à linha média da seção transversal. Para manter a consistência com a norma europeia (EC3-1-4), que utiliza dimensões totais da seção transversal, e para uma melhor aproximação da interação entre elementos, esta equação pode ser multiplicada pela relação máxima entre o comprimento real do componente condicionante em termos de encurvadura local e o comprimento da linha média desse componente, obtendo-se assim a equação 4.9. Tem-se assim:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,cs}}} \quad (4.8)$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,cs}} \left( \frac{c_{flat}}{c_{cl}} \right)_{max}} \quad (4.9)$$

Em que:

$\sigma_{cr,cs}$  é a tensão crítica elástica de encurvadura local da seção transversal;

$c_{flat}$  é a dimensão total do componente para efeitos de encurvadura local, tendo em conta a interação entre componentes;

$c_{cl}$  é o comprimento do componente referido à linha média da seção.

Alternativamente, a esbelteza da seção transversal pode ser limitada ao valor de esbelteza de placa do componente mais esbelto da seção transversal, definida no EC3-1-5 e obtida através da

equação 3.5, não se considerando a interação entre componentes. Este é um método mais grosseiro mas mais conservativo para determinação da esbelteza normalizada da secção transversal.

Para definir a capacidade de deformação da secção transversal, é necessário primeiro estabelecer o limite que divide secções transversais em esbeltas (secções que colapsam abaixo da carga de cedência devido a encurvadura local) e não-esbeltas (secções que colapsam por encurvadura local inelástica, ou seja, que beneficiam do endurecimento por deformação). Este limite de esbelteza é definido para o método da resistência contínua a partir da Figura 4.4, sendo indicado como o valor  $\bar{\lambda}_p$  que corresponde à intersecção da reta de regressão linear dos dados experimentais com o valor unitário de resistência à compressão normalizada. Deste modo, foi obtida uma esbelteza limite  $\bar{\lambda}_p = 0,68$ , sendo este valor similar ao obtido para dados experimentais em secções transversais de alumínio e aço carbono (Afshan & Gardner, 2013). Assim, pode afirmar-se que a transição entre secções transversais esbeltas e não-esbeltas dá-se para um valor de esbelteza da secção transversal de 0,68.

Este valor limita também a fronteira de aplicação do método da resistência contínua, dado que, para esbeltezas superiores a este valor, não existem benefícios em usar este método, visto a secção transversal não ser totalmente efetiva e colapsar abaixo da carga de cedência, não podendo ser explorado o efeito de endurecimento por deformação. Assim, caso este método seja utilizado para esbeltezas superiores a 0,68, as resistências calculadas das secções podem ser inferiores às reais obtendo-se resultados demasiadamente conservativos que contrariam o propósito de aplicação deste método. Assim, para secções transversais com esbeltezas superiores a 0,68, o método existente no EC3-1-4 (método da largura efetiva) mantém-se como o processo mais rápido e eficiente para calcular a sua resistência, sendo o método da resistência contínua apenas aplicável a secções transversais não-esbeltas.

A capacidade de deformação é pois definida, para secções não-esbeltas, como a deformação correspondente à carga última normalizada pela deformação na cedência, de modo a ser possível considerar juntamente aços inoxidáveis de diferentes resistência e rigidez, funcionando a capacidade de deformação como um parâmetro comum a todos os aços. A deformação correspondente à carga última é caracterizada para efeitos de dimensionamento como a deformação de encurvadura local subtraída da deformação plástica à tensão limite de proporcionalidade ( $\epsilon = 0,002$ ) de modo a compatibilizar esta deformação com o modelo material proposto, para o qual se assume uma deformação inicial de 0,2% (Afshan & Gardner, 2013).

Para se obter a verdadeira extensão correspondente à encurvadura local, é necessário fazer a distinção entre fenómenos de compressão, onde esta deformação é obtida do gráfico carga - deslocamento em colunas (Figura 4.8) e dada pela razão entre o deslocamento correspondente à

carga última e o comprimento da coluna; e fenómenos de flexão, onde a extensão é obtida do gráfico carga-curvatura (Figura 4.9) e dada pela curvatura correspondente à carga última multiplicada pela maior distância de uma fibra da secção à sua linha neutra (Afshan & Gardner, 2013).

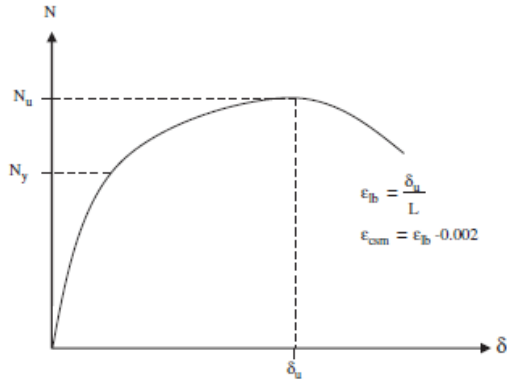


Figura 4.8: Gráfico carga - deslocamento em colunas (Afshan & Gardner, 2013)

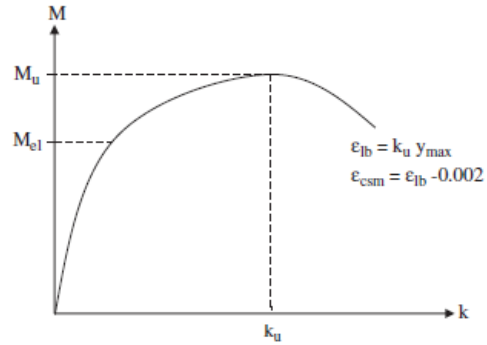


Figura 4.9: Gráfico carga - curvatura em vigas (Afshan & Gardner, 2013)

Usando os critérios definidos acima, Afshan & Gardner (2013) conduziram um programa de ensaios experimentais em colunas e vigas, tendo obtido uma curva de dimensionamento que relaciona a esbelteza com a capacidade de deformação da secção transversal. Constatou-se que a curva que melhor se adaptava aos dados obtidos era semelhante a uma curva do tipo Euler (equação 4.10), que corresponde à seguinte relação entre a deformação crítica de encurvadura normalizada e esbelteza de placa:

$$\frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_y} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (4.10)$$

Não obstante, a curva real de dimensionamento é diferente da curva de Euler (à semelhança das curvas de encurvadura global utilizadas no EC3-1-4), devido a efeitos de tensões residuais, imperfeições geométricas e efeitos pós-encurvadura. Assim, através de calibração desta curva aos dados experimentais por regressão, foi modificado o numerador e o expoente da equação 4.10 obtendo-se a curva representada na Figura 4.10. Esta curva, à qual corresponde um limite superior à capacidade de deformação devido aos requisitos de ductilidade impostos ao aço inoxidável, é representada pela equação 4.11. Assim:

$$\frac{\epsilon_{csm}}{\epsilon_y} = \frac{0,25}{\bar{\lambda}_p^{3,6}}, \text{ mas } \frac{\epsilon_{csm}}{\epsilon_y} \leq 15 \quad (4.11)$$

Esta equação constitui a base do método da resistência contínua, relacionando a esbelteza da secção transversal com a sua capacidade de deformação e pode, em conjunto com o modelo material, ser utilizada para obtenção da resistência de secções transversais.

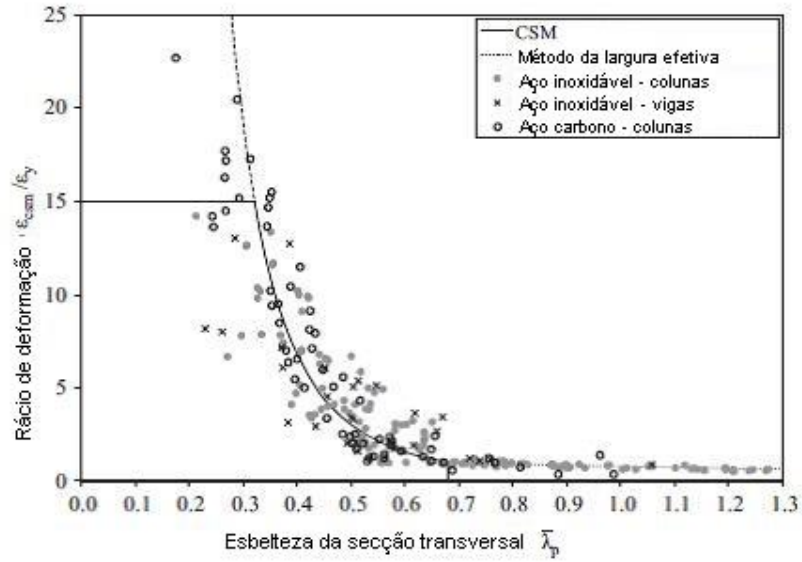


Figura 4.10: Curva base da relação entre esbelteza da secção transversal e capacidade de deformação (adaptado de Afshan & Gardner, 2013)

#### 4.4.3 Resistência de secções transversais (método da resistência contínua)

De acordo com a metodologia exposta acima, a resistência das secções é calculada do modo que seguidamente se apresenta.

##### 4.4.3.1 Resistência à compressão

O valor de cálculo do esforço de compressão atuante,  $N_{Ed}$ , deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.12)$$

Onde o esforço normal resistente à compressão uniforme  $N_{c,Rd}$  é determinado por:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_{csm}}{\gamma_{M0}} \quad (4.13)$$

Sendo  $f_{csm}$  a tensão limite, de acordo com a relação tensão-deformação adotada no método da resistência contínua, calculada como:

$$f_{csm} = f_y + E_{sh} \varepsilon_y \left( \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1 \right) \quad (4.14)$$



#### **4.4.3.2 Resistência ao momento fletor**

O valor de cálculo do momento fletor atuante,  $M_{Ed}$ , deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.15)$$

Onde o momento fletor resistente da secção em relação a cada um dos seus eixos principais,  $M_{c,Rd}$ , é determinado da seguinte forma:

$$M_{c,Rd} = \int_A f y dA \quad (4.16)$$

Onde:

$y$  é a distância da linha neutra a uma dada fibra da secção transversal;

$f$  é a tensão numa dada fibra da secção transversal.

A partir da equação 4.16, considerando a relação tensão-deformação adotada no método da resistência contínua, foram derivadas expressões simplificadas para fácil utilização em normas de dimensionamento por Gardner et al. (2011) para secções transversais em I e secções tubulares quadradas (SHS) ou retangulares (RHS). Assim tem-se:

- Para o eixo principal de maior inércia

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} \left[ 1 + \frac{E_{sh}}{E} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} \left( \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1 \right) - \left( 1 - \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} \right) / \left( \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \right)^2 \right] \quad (4.17)$$

- Para o eixo principal de menor inércia

$$M_{c,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} \left[ 1 + \frac{E_{sh}}{E} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}} \left( \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1 \right) - \left( 1 - \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}} \right) / \left( \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \right)^\alpha \right] \quad (4.18)$$

Em que  $\alpha$  toma o valor de 2,0 para secções tubulares (RHS ou SHS) e 1,2 para secções em I.

#### **4.4.3.3 Resistência à flexão composta**

No método da resistência contínua, a resistência à flexão composta é obtida de forma análoga ao método utilizado pelo EC3-1-4. Assim, ao considerar o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor resistente, deve ser satisfeito o seguinte critério:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.19)$$

Em que  $M_{N,Rd}$  é o valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pelo esforço normal, dado por:

$$M_{N,y,Rd} = M_{c,y,Rd} (1 - n^{a_y})^{\frac{1}{b_y}} \quad (4.20)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{c,z,Rd} (1 - n^{a_z})^{\frac{1}{b_z}} \quad (4.21)$$

Em que  $n = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}}$

Em alternativa, para flexão desviada, poderá adotar-se o seguinte critério:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (4.22)$$

Os coeficientes  $a_y$ ,  $a_z$ ,  $b_y$ ,  $b_z$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  são retirados das expressões do Quadro 4.4 obtidas por Liew & Gardner (2015) tendo sido verificada a sua fiabilidade para aços inoxidáveis por Zhao et al (2015).

Quadro 4.4: Coeficientes para o cálculo da resistência à flexão composta pelo método da resistência contínua (Liew & Gardner, 2015)

	Secções em I		RHS/SHS
	$3 \leq \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} < 5$	$5 \leq \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \leq 15$	$3 \leq \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} < 15$
$a_y$	$\frac{A_w}{A} + 1,2$		
$b_y$	0,8		
$a_z$	2	$8 \frac{A_w}{A} + 1,2$	$\frac{A_w}{A} + 1,2$
$b_z$	1	$0,8 - 0,5a$	0,8
$\alpha$	$2 - 1,5n \geq 1$	$2 + 0,15 \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,z}} - 5n^{1,5} \geq 1,3$	$1,75 + \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,z}} (2n^2 - 0,15) \leq 1,7 + \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,z}}$
$\beta$	$0,8 + 5n^{2,2} \leq 4$	$0,8 + (15 - \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,z}})n^{2,2} \leq 8$	$1,6 + \left( 3,5 - 1,5 \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,z}} \right) n^2 \leq 3,7 - \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,z}}$

#### 4.4.4 Resistência de elementos à encurvadura (método da resistência contínua)

##### 4.4.4.1 Resistência à encurvadura de elementos uniformes comprimidos

Um elemento comprimido deve ser verificado em relação à encurvadura através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.23)$$

Onde o valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido,  $N_{b,Rd}$ , é determinado por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A \sigma_{eff}}{\gamma_{M1}} \leq N_{c,Rd} \quad (4.24)$$

Sendo  $\sigma_{eff}$  a tensão efetiva de encurvadura dada por:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{f_y f_{csm}} \quad (4.25)$$

O coeficiente de redução  $\chi$  é calculado de forma idêntica ao método indicado no EC3-1-4 (equação 3.38 do presente documento), em que se utilizam curvas do tipo Perry-Robertson, alterando apenas o fator de imperfeição  $\alpha$  e a esbelteza adimensional  $\bar{\lambda}_0$  de modo a refletir a natureza plástica da tensão efetiva de encurvadura. Os valores correspondentes estão indicados no Quadro 4.5.

Quadro 4.5: Valores de  $\alpha$  e  $\bar{\lambda}_0$  para o método da resistência contínua (Ashraf, et al., 2008)

Tipo de Elemento	$\alpha$	$\bar{\lambda}_0$
Secções abertas enformadas a frio	0,58	0,30
Secções tubulares retangulares (soldadas ou laminadas)	0,45	0,40
Secções tubulares quadradas (soldadas ou laminadas)	0,55	0,40
Secções abertas soldadas (eixo de maior inércia)	0,58	0,20
Secções abertas soldadas (eixo de menor inércia)	0,70	0,20

A tensão de cedência é substituída pela tensão efetiva de encurvadura na expressão da esbelteza normalizada de encurvadura, mantendo-se o esforço normal crítico como o esforço normal elástico de encurvadura. Assim:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \sigma_{eff}}{N_{cr}}} \quad (4.26)$$

É de referir que este método é válido apenas para encurvadura por flexão, sendo este, normalmente, o modo de encurvadura relevante para secções em aço inoxidável duplamente simétricas, como secções em I ou H e secções tubulares (RHS e SHS). Apesar disso, secções em I podem também sofrer encurvadura lateral, sendo necessário confirmar o modo de encurvadura relevante para este tipo de secções.

Assim a verificação de resistência à encurvadura de elementos comprimidos pode ser efetuada através das curvas de encurvadura representadas na Figura 4.11.

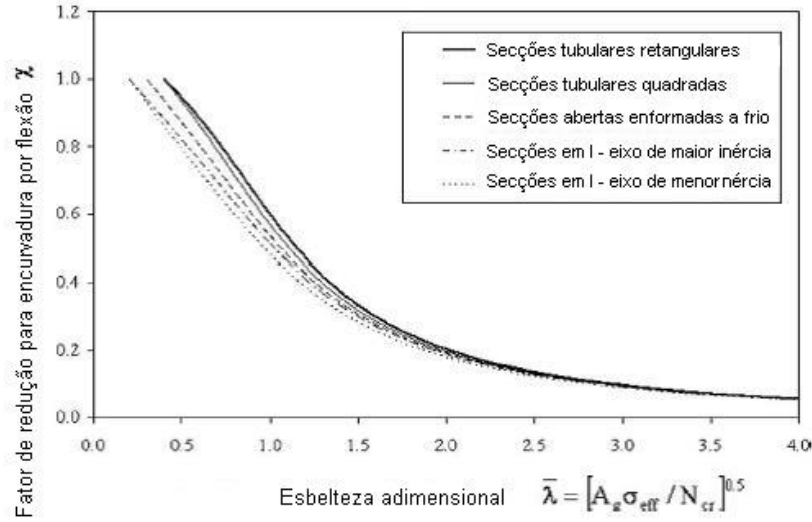


Figura 4.11: Curvas de encurvadura por flexão para o método da resistência contínua

Devido a não ocorrer uma transição suave entre a resistência à encurvadura,  $N_{b,Rd}$ , e a resistência da secção transversal,  $N_{c,Rd}$ , é proposto por Ashraf, et al (2008) que o coeficiente de redução  $\chi$  possa tomar valores superiores à unidade e as curvas de encurvadura sejam utilizadas até que o valor de  $N_{b,Rd}$  para um elemento seja igual a  $N_{c,Rd}$ . Os mesmo autores propõem igualmente uma expressão simplificada para o limite de fronteira entre fenómenos de plastificação e fenómenos de encurvadura, designado por  $\bar{\lambda}_c$ . Assim:

$$\bar{\lambda}_c = \bar{\lambda}_0 - \frac{1}{\alpha} \left( 1 - \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{eff}}} \right) \quad (4.26)$$

Deste modo, assume-se que os efeitos da encurvadura podem ser ignorados, sendo apenas efetuadas verificações de segurança das secções transversais se a esbelteza normalizada dos elementos,  $\bar{\lambda}$ , for inferior à esbelteza crítica,  $\bar{\lambda}_c$ .

#### 4.4.4.2 Resistência à encurvadura de elementos uniformes em flexão composta com compressão

Elementos sujeitos a flexão composta com compressão devem satisfazer a seguinte condição (equação 4.27) que é equivalente à equação 3.42 do presente documento mas que, devido à não-utilização da classificação de secções, elimina os termos correspondentes ao deslocamento da linha neutra da secção, e o termo  $\beta_w$  que define a natureza do modulo de flexão a utilizar. Assim tem-se:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{c,y,Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}}} \right) + k_z \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq 1,0 \quad (4.27)$$

Os fatores de interação  $k_y$  e  $k_z$  foram modificados para esta expressão se ajustar aos resultados experimentais existentes, sendo dados por:

$$k = 1,5 \quad \text{para } \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} > 0,075 m \quad (4.28)$$

$$k = \bar{\lambda}_{max} + 0,5 \quad \text{para } \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \leq 0,075 m \quad (4.29)$$

Em que:

$\bar{\lambda}_{max}$  é o valor máximo da esbelteza normalizada para os dois eixos principais da secção ( $\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$ );

$M_{Ed}$  é o valor do momento atuante em relação ao eixo para o qual se pretende obter o fator  $k$ .

#### **4.4.5 Comentários**

O método descrito contempla apenas, através de expressões simplificadas, secções transversais duplamente simétricas como secções em I ou H e secções tubulares (RHS e SHS), sendo normalmente estas as secções utilizadas em elementos pouco esbeltos. Contudo, secções esbeltas (normalmente enformadas a frio), como secções em C ou Z, estão fora do âmbito deste método, por excederem o seu limite de aplicabilidade em termos de esbelteza da secção transversal.

Sucedem porém que o aço inoxidável não é normalmente utilizado em estruturas correntes onde a resistência estrutural seja o fator preponderante, sendo a sua aplicação corrente frequentemente cingida a aplicações de secções enformadas a frio (cantoneiras e perfis em C ou Z e em revestimentos de fachadas e coberturas). Para estes casos, devido à esbelteza elevada destas secções, este método é ineficiente e por isso desaconselhado, sendo o EC3-1-3 ainda a norma disponível mais adequada para o cálculo de secções enformadas a frio.

O método da resistência contínua é pois um método de cálculo mais vantajoso para elementos robustos que possuam secções transversais pouco esbeltas como, por exemplo, estruturas porticadas ou pontes e passadiços, sendo neste tipo de estruturas que este método pode ajudar a competitividade do aço inoxidável em comparação com os materiais concorrentes.

Este método não contempla ainda a resistência de secções transversais ao esforço transversal nem a encurvadura lateral de vigas, estando esse estudo ainda em curso (Gardner, 2008). Além disso, a aplicabilidade do método está apenas comprovada através de ensaios experimentais para aços inoxidáveis austeníticos e duplex, não se recomendando a sua utilização para aços ferríticos.

De modo a ilustrar a rentabilização do uso de material que este método proporciona relativamente ao EC3-1-4, o Quadro 4.6 apresenta uma comparação dos resultados de resistências obtidas em diversos ensaios experimentais e modelos em elementos finitos com as resistências previstas pelo

EC3-1-4 e pelo método da resistência contínua sem utilização de coeficientes parciais de segurança.

Quadro 4.6: Comparação dos resultados de testes com a resistência prevista através do EC3-1-4 e o do CSM

	Número de testes	EC3-1-4		CSM	
		Média ( $R_{\text{teste}}/R_{\text{prevista}}$ )	Coeficiente de Variação	Média ( $R_{\text{teste}}/R_{\text{prevista}}$ )	Coeficiente de Variação
Resistência de secções transversais					
Compressão simples (Afshan & Gardner, 2013)	81	1,22	0,082	1,09	0,069
Flexão simples (Afshan & Gardner, 2013)	65	1,35	0,098	1,14	0,085
Flexão uniaxial com compressão em aços austeníticos (Zhao, et al., 2015)	128	1,32	0,094	1,17	0,067
Flexão biaxial com compressão em aços austeníticos (Zhao, et al., 2015)	64	1,25	0,112	1,11	0,048
Flexão uniaxial com compressão em aços duplex (Zhao, et al., 2015)	83	1,25	0,092	1,16	0,050
Flexão biaxial com compressão em aços duplex (Zhao, et al., 2015)	30	1,25	0,117	1,13	0,030
Resistência de elementos					
Encurvadura por flexão (Ashraf, et al., 2008)	97	0,93	0,120	1,00	0,090
Encurvadura por flexão composta (Ashraf, et al., 2008)	61	0,90	0,210	1,00	0,090

É facilmente observável que o CSM oferece resistências médias mais próximas do valor unitário e menor dispersão de resultados que o EC3-1-4, sendo de notar o excessivo conservadorismo deste último em relação à resistência real de secções transversais. Por outro lado, apesar de subestimar consideravelmente a resistência das secções transversais, o EC3-1-4 não está do lado da segurança aquando da resistência de elementos à encurvadura, sendo esta uma das razões para a recomendação da utilização de coeficientes parciais de segurança superiores à unidade no EC3-1-4, contrariamente ao que sucede no EC3-1-1.

O método da resistência contínua é pois um método de cálculo que não substitui integralmente a metodologia prescrita no EC3-1-4 mas que pode ser utilizado em conjunto com este, podendo ser usado para secções pouco esbeltas e mantendo-se as regras de verificação de segurança do EC3-1-4 para secções esbeltas, que não tiram partido do endurecimento por deformação do aço inoxidável.

## 5 Exemplos de dimensionamento de elementos em aço inoxidável

### 5.1 Verificação de segurança de um pórtico segundo o EC3-1-4

Para ilustrar as metodologias de verificação estrutural de elementos em aço inoxidável apresentadas anteriormente, considera-se o pórtico representado na Figura 5.1, inserido numa fachada de um edifício de habitação em ambiente marítimo corrente e sujeito a condições atmosféricas exteriores. Deste modo, e de acordo com as recomendações do Quadro 2.4, irá ser utilizada a liga austenítica 1.4401.

O pórtico está sujeito às cargas de dimensionamento indicadas, considerando-se que nestas já estão contabilizadas as imperfeições geométricas globais e eventuais efeitos de segunda ordem do pórtico. Os pilares AC e BD estão encastrados na base e são constituídos por tubos retangulares do tipo RHS 250x150x10. A viga consiste num perfil HEB220. Na direção transversal, considera-se que o pórtico está simplesmente apoiado nos nós.

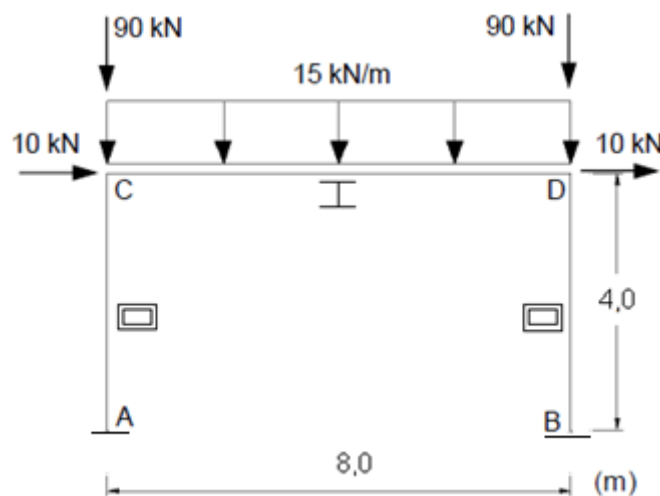


Figura 5.1: Exemplo de dimensionamento - Pórtico com deslocamentos laterais

Para obtenção dos diagramas de esforços, utilizou-se o programa de cálculo automático FTOOL (Martha, 2001) que utiliza uma análise global linear elástica de primeira ordem, o que obedece à recomendação do EC3-1-4 de não utilizar uma análise global plástica para obtenção de esforços. Assim obteve-se para o esforço normal, esforço transversal e momento fletor os diagramas representados, respetivamente nas Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.4.

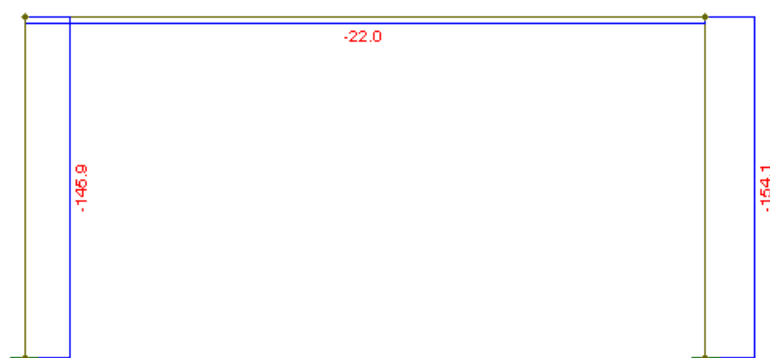


Figura 5.2: Diagrama de esforço normal (valores em kN)

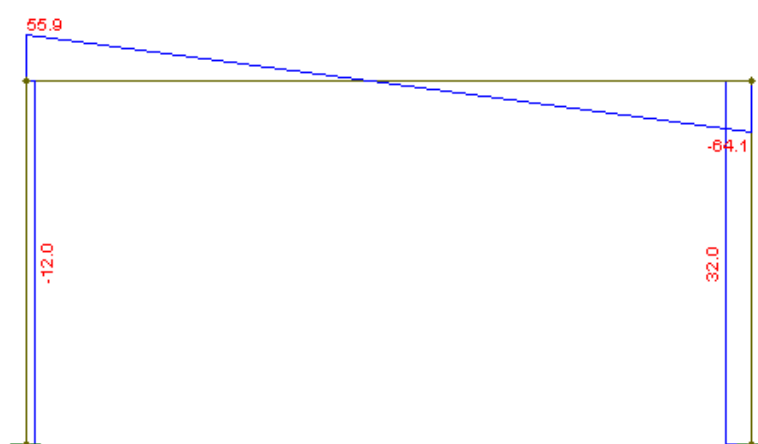


Figura 5.3: Diagrama de esforço transversal (valores em kN)

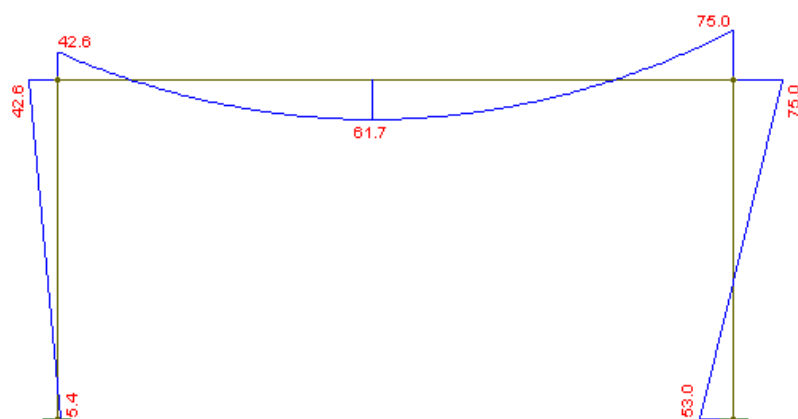


Figura 5.4: Diagrama de momento fletor (valores em kNm)



### 5.1.1 Verificação de segurança das colunas (pilar BD)

#### Ações

Irá verificar-se apenas a segurança do pilar BD, pois este é o pilar mais esforçado. Este pilar está sujeito a flexão uniaxial com compressão, considerando-se como esforços de dimensionamento para verificação de segurança os seguintes valores:

$$N_{Ed} = 154,1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 32,0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 75,0 \text{ kNm}$$

#### Propriedades do material

De acordo com o Quadro 2.1, para a liga 1.4401, tomam-se os seguintes valores característicos:

$$f_y = 220 \text{ MPa}$$

$$E = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y} \frac{E}{210000}} = \sqrt{\frac{235}{220} \frac{200000}{210000}} = 1,01$$

#### Propriedades geométricas da secção transversal

Na Figura 5.5 representa-se a secção transversal adotada para os pilares:

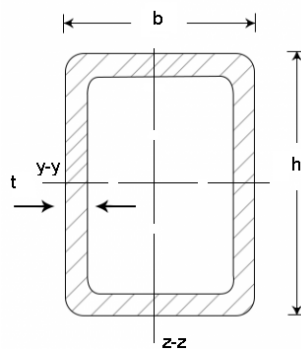


Figura 5.5: Secção transversal dos pilares (RHS 250x150x10)

$h = 250 \text{ mm}$	$b = 150 \text{ mm}$	$t = 10 \text{ mm}$
$W_{el,y} = 4,94 \times 10^5 \text{ mm}^3$		$W_{pl,y} = 6,11 \times 10^5 \text{ mm}^3$
$A = 7\,490 \text{ mm}^2$	$I_y = 6,174 \times 10^7 \text{ mm}^4$	$I_z = 2,755 \times 10^7 \text{ mm}^4$

### Classificação da secção transversal

Embora em secções tubulares seja frequente admitir o raio como metade da menor espessura da secção transversal (Simões, 2014), conservativamente não é considerada a influência dos cantos arredondados no cálculo da esbelteza dos componentes devido à falta de informação sobre o seu raio.

#### Banzo

Visto o pilar estar sujeito a flexão com compressão, assume-se que um dos banzos está sujeito apenas a compressão simples, sendo este o caso mais gravoso para efeito de classificação de secções. Assim de acordo com o Quadro 3.3, tem-se:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2t_w}{t_f} = \frac{0,150 - 2 \times 0,01}{0,01} = 13,0 \quad (5.1)$$

Para o banzo ser de classe 1, é necessário que:

$$\frac{c}{t} < 25,7\varepsilon = 25,96$$

Logo o banzo é de classe 1.

#### Alma

Assume-se que a secção está sujeita a combinação de flexão com compressão. Logo:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{0,250 - 2 \times 0,01}{0,01} = 23,0 \quad (5.2)$$

Admitindo que a alma é de classe 1 ou 2, considera-se uma distribuição plástica de tensões. Logo:

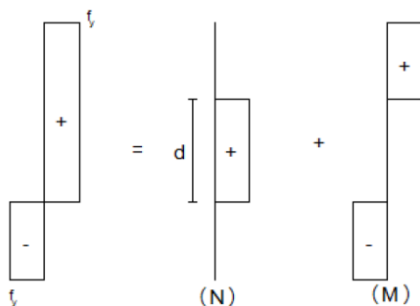


Figura 5.6: Distribuição plástica de tensões para flexão composta

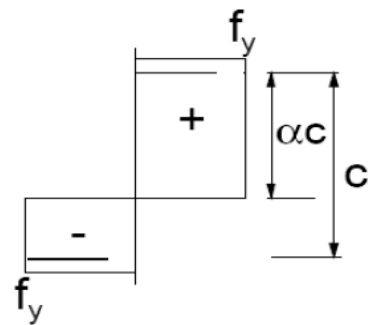


Figura 5.7: Fator  $\alpha$

$$t_w d f_y = N \Rightarrow 0,02 \times d \times 220 \times 10^3 = 154,1 \Rightarrow d = 0,035 \text{ m} \quad (5.3)$$

$$\alpha = \frac{\frac{h_w}{2} + \frac{d}{2}}{h_w} = \frac{\frac{0,250 - 2 \times 0,01}{2} + \frac{0,035}{2}}{0,250 - 2 \times 0,01} = 0,58 \quad (5.4)$$

Para a alma ser de classe 1, é necessário que:

$$\alpha > 0,5 \Rightarrow \frac{c}{t} < \frac{308 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = \frac{308 \times 1,01}{13 \times 0,58 - 1} = 47,56 \quad (5.5)$$

Logo, a alma é de classe 1.

Sendo os dois componentes de classe 1, a secção transversal é de classe 1, podendo pois ser aproveitada a sua resistência plástica.

### **Resistência da secção transversal**

#### **Resistência à compressão**

Para secções de classe 1,

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7490 \times 220 \times 10^{-3}}{1,1} = 1498,0 \text{ kN} > N_{Ed} = 154,1 \text{ kN} \quad (5.6)$$

Logo está verificada a resistência da secção transversal à compressão simples.

#### **Resistência ao momento fletor**

Para secções de classe 1,

$$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6,11 \times 10^5 \times 220 \times 10^{-6}}{1,1} = 122,2 \text{ kNm} \quad (5.7)$$

$$M_{c,Rd} > M_{Ed} = 75,0 \text{ kNm}$$

Logo está verificada a resistência da secção transversal à flexão simples.

#### **Resistência ao esforço transversal**

Para secções de classe 1,

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{7490 \times \frac{250}{400} \times 10^{-6} \times \left( \frac{220 \times 10^3}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 540,5 \text{ kN} \quad (5.8)$$

$$V_{c,Rd} = 540,5 \text{ kN} > V_{Ed} = 32,0 \text{ kN}$$

Logo está verificada a resistência da secção transversal ao esforço transversal.

**Resistência à interação entre esforço transversal e momento fletor**

O efeito do esforço transversal só tem de ser considerado no cálculo do momento fletor resistente se o esforço transversal atuante exceder 50% do esforço transversal resistente. Assim tem-se:

$$V_{Ed} = 32,0 \text{ kN} < 0,5 V_{c,Rd} = 270,3 \text{ kN}$$

Logo, não é necessário ter em conta o efeito do esforço transversal no momento fletor resistente.

**Resistência à interação entre esforço normal e momento fletor**

Para secções de classe 1, o efeito do esforço normal não tem de ser considerado no cálculo do momento fletor resistente se as seguintes condições forem satisfeitas:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pL,Rd} \Rightarrow 154,1 \text{ kN} \leq 0,25 \times 1\,498 = 374,5 \text{ kN} \quad (5.9)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 154,1 \leq \frac{0,5 \times 0,23 \times 0,01 \times 220 \times 10^3}{1,1} = 230,0 \text{ kN} \quad (5.10)$$

Deste modo, o momento fletor plástico não tem de ser reduzido devido ao efeito do esforço normal.

**Resistência do elemento à encurvadura por flexão composta**

Os elementos sujeitos a flexão composta com compressão devem satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y \left( \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\beta_{W,y} \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) + k_z \left( \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\beta_{W,z} \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) \leq 1,0 \quad (5.11)$$

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min1}} + k_{LT} \left( \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{M_{b,Rd}} \right) + k_z \left( \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\beta_{W,z} \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) \leq 1,0 \quad (5.12)$$

O pilar analisado está sujeito a flexão uniaxial com compressão. Dado que, para secções tubulares não é possível ocorrer encurvadura por torção nem por flexão-torção, o único modo de encurvadura relevante é a encurvadura por flexão. Para além disso, para secções tubulares, não existe redução do momento resistente devido à encurvadura lateral, considerando-se o momento resistente plástico total. Deste modo, e para secções de classe 1, tais que  $\beta_{W,y} = 1$ , podem eliminar-se vários fatores nas equações anteriores, sendo necessário apenas verificar as seguintes condições:

(5.13)

(5.14)

### Esforço normal resistente à encurvadura por flexão

Em primeiro lugar, é necessário calcular os comprimentos efetivos de encurvadura da coluna,  $L_{cr}$ , para os dois eixos de flexão. Fora do plano da figura, assume-se a coluna como encastrada-apoiada; para o plano da figura, utiliza-se o método de Wood (1974) referente a nós com deslocamentos laterais.

Assim, fora do plano do pórtico:

$$L_{cr,z} = 0,7 L = 0,7 \times 4 = 2,8 \text{ m}$$

No plano do pórtico, o correspondente comprimento de encurvadura depende das rigidezes dos elementos adjacentes à coluna, representados na Figura 5.8.

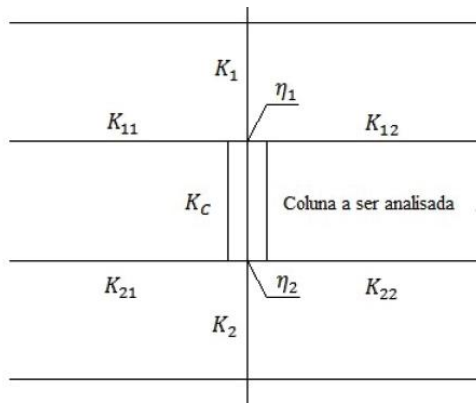


Figura 5.8: Coluna analisada segundo o método de Wood

Analisando a Figura 5.8 para o caso em estudo, observa-se que apenas existem duas rigidezes a ter em conta,  $K_c$  e  $K_{11}$ . Logo:

$$K_c = \left(\frac{I}{L}\right)_{pillar} = \frac{6,174 \times 10^7}{4\,000} = 15435 \text{ mm}^3$$

$$K_{11} = 1,5 \left( \frac{I}{L} \right)_{\text{viaa}} = 1,5 \times \frac{7,868 \times 10^7}{8\,000} = 14752 \text{ mm}^3$$

Os fatores de distribuição de rigidez são pois calculados do modo seguinte:

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11}} = \frac{15435}{15435 + 14752} = 0,61$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (extremidade encastrada)}$$

Segundo o método de Wood, para nós com deslocamentos laterais, o comprimento de encurvadura é dado por:

$$L_{cr,y} = L \sqrt{\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \eta_1 \eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \eta_1 \eta_2}} \quad (5.15)$$

$$L_{cr,y} = 4 \sqrt{\frac{1 - 0,2 \times 0,61}{1 - 0,8 \times 0,61}} = 5,23 \text{ m}$$

Calculados os comprimentos de encurvadura, é necessário calcular a carga crítica de encurvadura de flexão, através da seguinte equação:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (5.16)$$

Obtém-se assim, para cada eixo, os seguintes valores:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \times 200\,000 \times 6,174 \times 10^7}{(5,2 \times 10^3)^2} \times 10^{-3} = 4507,0 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 200\,000 \times 2,755 \times 10^7}{(2,8 \times 10^3)^2} \times 10^{-3} = 6936,8 \text{ kN}$$

A estas cargas críticas correspondem as seguintes esbeltezas:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{7490 \times 220 \times 10^{-3}}{4507,0}} = 0,60$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{7490 \times 220 \times 10^{-3}}{6936,8}} = 0,49$$

Adotando o fator de imperfeição  $\alpha = 0,49$  e  $\bar{\lambda}_0 = 0,40$ , valores retirados do Quadro 3.7 para secções tubulares, tem-se, para o cálculo do coeficiente de redução para a encurvadura por flexão:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1,0 \quad (5.17)$$

Tal que:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.18)$$

Deste modo, obtém-se para cada um dos eixos:

$$\Phi_y = 0,5[1 + 0,49(0,60 - 0,4) + 0,60^2] = 0,73$$

$$\Phi_z = 0,5[1 + 0,49(0,49 - 0,4) + 0,49^2] = 0,64$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,73 + [0,73^2 - 0,60^2]^{0,5}} = 0,87$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,64 + [0,64^2 - 0,49^2]^{0,5}} = 0,95$$

Para secções de classe 1, o esforço normal da resistente, considerando a encurvadura por flexão, é dado por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.19)$$

Substituindo valores,

$$N_{b,Rd,y} = \frac{0,87 \times 7490 \times 220 \times 10^{-3}}{1,1} = 1303,3 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,95 \times 7490 \times 220 \times 10^{-3}}{1,1} = 1423,1 \text{ kN}$$

#### Fatores de interação

Como não existe flexão em torno do eixo z, apenas são necessários os fatores de interação correspondentes ao eixo y e à encurvadura lateral. Logo:

$$k_y = 1,0 + 2(\bar{\lambda}_y - 0,5) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \quad \text{mas } 1,2 \leq k_y \leq 1,2 + 2 \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \quad (5.20)$$

$$k_y = 1,0 + 2(0,60 - 0,5) \frac{154,1}{1303,3} = 1,02 < 1,2 \Rightarrow k_y = 1,2$$

$$k_{LT} = 1,0$$

### Resistência do elemento à encurvadura por flexão composta

Falta apenas verificar as condições impostas para a resistência do elemento à encurvadura por flexão composta. Substituindo valores nas equações 5.13 e 5.14 tem-se:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y \left( \frac{M_{y,Ed}}{\frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = \frac{154,1}{1303,3} + 1,2 \left( \frac{75,0}{122,2} \right) = 0,855 < 1$$
$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min1}} + k_{LT} \left( \frac{M_{y,Ed}}{\frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = \frac{154,1}{1423,1} + 1,0 \left( \frac{75,0}{122,2} \right) = 0,722 < 1$$

Está assim verificada a segurança do pilar à encurvadura por flexão composta.

### Resistência à encurvadura da alma por esforço transversal

Os efeitos da encurvadura da alma por esforço transversal podem ser ignorados, para almas não-reforçadas, se:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{52}{\eta} \varepsilon \quad (5.21)$$

Neste caso,

$$\frac{230}{10} = 23 \leq \frac{52}{1,2} \times 1,01 = 43,7$$

Logo não é necessário verificar a resistência à encurvadura da alma por esforço transversal, sendo a resistência ao esforço transversal limitada apenas pelo esforço transversal plástico resistente da secção transversal calculado anteriormente.

#### **5.1.2 Verificação de segurança da viga CD**

##### Ações

Esta viga está sujeita a flexão uniaxial com compressão. Consideram-se como esforços de dimensionamento para verificação de segurança os seguintes valores:

$$N_{Ed} = 22,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 64,1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 75,0 \text{ kNm}$$



### Propriedades do material

De acordo com o Quadro 2.1, para a liga 1.4401, tomam-se como valores característicos:

$$f_y = 220 \text{ MPa}$$

$$E = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 1,01$$

### Propriedades geométricas da secção transversal

A Figura 5.9 representa a secção HEB220 utilizada para a viga:

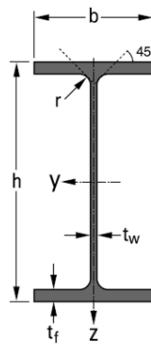


Figura 5.9: Secção transversal da viga (HEB 220)

$h = 220 \text{ mm}$	$b = 220 \text{ mm}$	$t_f = 16 \text{ mm}$	$t_w = 9,5 \text{ mm}$	$r = 2 \text{ mm}$
$W_{el,y} = 7,15 \times 10^5 \text{ mm}^3$	$I_w = 2,954 \times 10^{11} \text{ mm}^6$	$W_{pl,y} = 8,02 \times 10^5 \text{ mm}^3$		
$A = 8829 \text{ mm}^2$	$I_y = 7,868 \times 10^7 \text{ mm}^4$	$I_z = 2,840 \times 10^7 \text{ mm}^4$	$I_t = 6,478 \times 10^5 \text{ mm}^4$	

### Classificação da secção transversal

#### Banzo

Estando a viga sujeita a flexão com compressão, assume-se que um dos banzos está sujeito apenas a compressão simples, sendo este o caso mais gravoso para classificação de secções. Assim, de acordo com o Quadro 3.3, tem-se:

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{b - t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{\frac{0,220 - 9,5}{2} - 0,002}{0,016} = 6,45 \quad (5.22)$$

Para o banzo ser de classe 1, é necessário que:

$$\frac{c}{t} < 9\varepsilon = 9,1$$

Logo, o banzo é de classe 1.

#### Alma

Apesar de a viga estar sujeita a flexão com compressão, assume-se, conservativamente, que a alma está sujeita apenas a compressão simples, sendo este o caso mais gravoso para classificação de secções. Assim, de acordo com o Quadro 3.2, tem-se:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{0,220 - 2 \times 0,016 - 2 \times 0,002}{0,0095} = 19,36 \quad (5.23)$$

Para a alma ser de classe 1, é necessário que:

$$\frac{c}{t} < 25,7\varepsilon = 25,9$$

Logo a alma é de classe 1, pois sendo de classe 1 quando sujeita a compressão simples será também de classe 1 quando sujeita a flexão composta (situação mais favorável).

### **Resistência da secção transversal**

#### Resistência à compressão

Tratando-se de uma secção de classe 1, tem-se:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8829 \times 220 \times 10^{-3}}{1,1} = 1765,8 \text{ kN} > N_{Ed} = 22,0 \text{ kN} \quad (5.24)$$

Logo, está verificada a resistência da secção transversal à compressão simples.

#### Resistência ao momento fletor

Tratando-se de uma secção de classe 1, tem-se:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8,02 \times 10^5 \times 220 \times 10^{-6}}{1,1} = 160,4 \text{ kNm} \quad (5.25)$$

$$M_{c,Rd} > M_{Ed} = 75,0 \text{ kNm}$$

Logo, está verificada a resistência da secção transversal à flexão simples.

#### Resistência ao esforço transversal

Para esta secção, tem-se:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.26)$$

$$V_{c,Rd} = \frac{(220 - 2 \times 16) \times 9,5 \times 10^{-6} \times \left( \frac{220 \times 10^3}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 206,23 \text{ kN} > V_{Ed} = 64,1 \text{ kN}$$

Logo, está verificada a resistência da secção transversal ao esforço transversal.

#### Resistência à interação entre esforço transversal e momento fletor

O efeito do esforço transversal só tem de ser considerado no cálculo do momento fletor resistente se esforço transversal atuante exceder 50% do esforço transversal resistente. Assim tem-se:

$$V_{Ed} = 64,1 \text{ kN} < 0,5 V_{c,Rd} = 103,1 \text{ kN}$$

Logo, não é necessário ter em conta o efeito do esforço transversal no momento fletor resistente.

#### Resistência à interação entre esforço normal e momento fletor

Para secções de classe 1, o efeito do esforço normal não tem de ser considerado no cálculo do momento fletor resistente se as seguintes condições forem satisfeitas:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \Rightarrow 22,0 \text{ kN} \leq 0,25 \times 1765,8 = 441,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 22,0 \leq \frac{0,5 \times (0,22 - 2 \times 0,016) \times 0,0095 \times 220 \times 10^3}{1,1} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 22,0 \text{ kN} < 178,6 \text{ kN}$$

Assim, o momento fletor plástico não tem de ser reduzido devido ao efeito do esforço normal.

#### Resistência do elemento à encurvadura por flexão composta

Os elementos sujeitos a flexão composta com compressão devem satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y \left( \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\beta_{w,y} \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) + k_z \left( \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\beta_{w,z} \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) \leq 1,0 \quad (5.27)$$

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min1}} + k_{LT} \left( \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{M_{b,Rd}} \right) + k_z \left( \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\beta_{w,z} \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) \leq 1,0 \quad (5.28)$$

Esta viga está sujeita a flexão uniaxial com compressão, sendo que, para secções duplamente simétricas como secções em H, não existe encurvadura por flexão-torção. Para vigas onde o esforço normal de compressão seja diminuto, o modo de encurvadura relevante é normalmente o modo de encurvadura lateral. Contudo assume-se aqui, por hipótese, que o modo de encurvadura condicionante da viga será a encurvadura por flexão devido ao esforço axial de compressão.

Deste modo, e para secções de classe 1 em que  $\beta_{w,y} = 1$ , podem eliminar-se diversos fatores existentes nas equações anteriores, necessitando apenas de verificar as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y \left( \frac{M_{y,Ed}}{\frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) \leq 1,0 \quad (5.29)$$

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min1}} + k_{LT} \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (5.30)$$

#### Esforço normal resistente à encurvadura por flexão

Em primeiro lugar, é necessário calcular os comprimentos efetivos de encurvadura da coluna,  $L_{cr}$ , para os dois eixos. Assume-se conservativamente, para os dois eixos, que o comprimento de encurvadura da viga é o seu comprimento total. Assim:

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 8 \text{ m}$$

Obtidos os comprimentos efetivos de encurvadura, é necessário calcular a carga crítica de encurvadura de flexão, através da seguinte equação:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (5.31)$$

Obtendo-se para cada eixo, os seguintes valores:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 200\,000 \times 7,868 \times 10^7}{(8 \times 10^3)^2} \times 10^{-3} = 2426,7 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 200\,000 \times 2,840 \times 10^7}{(8 \times 10^3)^2} \times 10^{-3} = 875,9 \text{ kN}$$

A estas cargas críticas correspondem as seguintes esbeltezas:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{8829 \times 220 \times 10^{-3}}{2426,7}} = 0,89$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{8829 \times 220 \times 10^{-3}}{875,9}} = 1,49$$

Usando como fatores de imperfeição  $\alpha = 0,49$  e  $\bar{\lambda}_0 = 0,20$  para o eixo y e  $\alpha = 0,76$  e  $\bar{\lambda}_0 = 0,20$  para o eixo z, valores retirados do Quadro 3.7 para secções abertas soldadas, tem-se, para o cálculo do coeficiente de redução para encurvadura por flexão:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1,0 \quad (5.32)$$

Em que:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.33)$$

Deste modo, obtém-se para cada um dos eixos:

$$\Phi_y = 0,5[1 + 0,49(0,89 - 0,2) + 0,89^2] = 1,07$$

$$\Phi_z = 0,5[1 + 0,76(1,49 - 0,2) + 1,49^2] = 2,10$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,07 + [1,07^2 - 0,89^2]^{0,5}} = 0,60$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,10 + [2,10^2 - 1,49^2]^{0,5}} = 0,28$$

Para secções de classe 1, a resistência à encurvadura por flexão é dada por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.34)$$

Deste modo, obtém-se para cada um dos eixos:

$$N_{b,Rd,y} = \frac{0,60 \times 8829 \times 220 \times 10^{-3}}{1,1} = 1059,5 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,28 \times 8829 \times 220 \times 10^{-3}}{1,1} = 494,4 \text{ kN}$$

### Momento fletor resistente à encurvadura lateral

Em primeiro lugar, é necessário calcular o momento crítico elástico de encurvadura lateral. Para tal optou-se por utilizar o programa *LTBeam* (Galéa, 2009), *software* este que calcula o momento crítico para vários tipos de secções e condições de carregamento e suporte.

Assumem-se condições de fixação normais (liberdade para as extremidades rodarem no plano e empenarem) e considera-se o diagrama de momento fletor de dimensionamento atuante na viga. Deste modo, obtém-se o seguinte momento crítico:

$$M_{cr} = 290,36 \text{ kNm}$$

Para secções de classe 1, a este momento crítico corresponde a seguinte esbelteza normalizada:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{8,02 \times 10^5 \times 220 \times 10^{-6}}{290,36}} = 0,78 \quad (5.35)$$

Usando como fator de imperfeição  $\alpha_{LT} = 0,76$  (correspondente a secções abertas soldadas), tem-se para o cálculo de coeficiente de redução do momento fletor resistente à encurvadura lateral:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (5.36)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,76(0,78 - 0,4) + 0,78^2] = 0,95$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,95 + [0,95^2 - 0,78^2]^{0,5}} = 0,67 \quad (5.37)$$

Tratando-se de uma secção de classe 1, o momento resistente à encurvadura lateral é dado por:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,67 \times 8,02 \times 10^5 \times 220 \times 10^{-6}}{1,1} = 107,5 \text{ kNm} \quad (5.35)$$

### Fatores de interação

É apenas necessário considerar os fatores de interação correspondentes ao eixo y e à encurvadura lateral. Assim:

$$k_y = 1,0 + 2(\bar{\lambda}_y - 0,5) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \quad \text{mas } 1,2 \leq k_y \leq 1,2 + 2 \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \quad (5.36)$$

$$k_y = 1,0 + 2(0,89 - 0,5) \frac{22,0}{1059,5} = 1,02 < 1,2 \Rightarrow k_y = 1,2$$

$$k_{LT} = 1,0$$

#### Resistência do elemento à encurvadura em flexão composta

Falta apenas verificar as condições impostas para a resistência do elemento à encurvadura por flexão composta. Substituindo valores nas equações 5.27 e 5.28 tem-se:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y \left( \frac{M_{y,Ed}}{\frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = \frac{22,0}{494,4} + 1,2 \left( \frac{75,0}{160,4} \right) = 0,605 < 1$$
$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min1}} + k_{LT} \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \right) = \frac{22,0}{494,4} + 1,0 \left( \frac{75,0}{107,5} \right) = 0,742 < 1$$

Está assim verificada a segurança da viga à encurvadura em flexão composta.

#### Resistência à encurvadura da alma por esforço transversal

Os efeitos da encurvadura da alma por esforço transversal podem ser ignorados, para almas não-reforçadas, se:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{52}{\eta} \varepsilon \quad (5.37)$$

Substituindo valores para o caso em questão:

$$\frac{188}{9,5} = 19,78 \leq \frac{52}{1,2} \times 1,01 = 43,7$$

Logo, não é necessário verificar a resistência à encurvadura da alma por esforço transversal sendo a resistência ao esforço transversal limitada apenas pelo esforço transversal plástico resistente da secção transversal, calculado anteriormente.

## **5.2 Verificação de segurança de elementos estruturais pelo método da resistência contínua**

### **5.2.1 Coluna sujeita a compressão simples**

Para ilustrar os conceitos de verificação de segurança de colunas segundo o método da resistência contínua, considera-se a coluna representada na Figura 5.10 sujeita a compressão simples. A coluna é dimensionada para ser utilizada como suporte a uma cobertura e sujeita a condições atmosféricas exteriores. Deste modo, e de acordo com as recomendações do Quadro 2.4, é utilizada a liga

austenítica 1.4401. A coluna é constituída por uma secção tubular quadrada SHS 150x150x10 e está simplesmente apoiada nas duas extremidades, sendo a distância entre apoios de 3,5 metros.

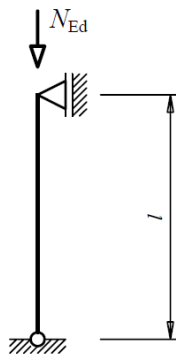


Figura 5.10: Exemplo de dimensionamento - coluna simplesmente apoiada sujeita a compressão simples

### **Ações**

Admite-se que as ações de dimensionamento resultam numa força de compressão igual a:

$$N_{ed} = 400 \text{ kN}$$

### **Propriedades do material**

De acordo com o Quadro 2.1, para a liga 1.4401, tomam-se como valores característicos:

$$f_y = 220 \text{ MPa}$$

$$f_u = 520 \text{ MPa}$$

$$E = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 1,01$$

Para o método da resistência contínua, é necessário calcular também os valores das extensões de cedência e última. Assim:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \quad (5.38)$$

$$\varepsilon_u = 1 - \frac{f_y}{f_u} = 1 - \frac{220}{520} = 0,57 \quad (5.39)$$



### Propriedades geométricas da secção transversal

A Figura 5.11 representa a secção utilizada para a coluna:

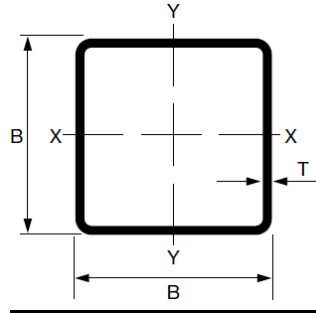


Figura 5.11: Secção transversal da coluna SHS 150x150x10

---

$b = 150 \text{ mm}$	$t = 10 \text{ mm}$
$A = 5\,490 \text{ mm}^2$	$I = 1,773 \times 10^7 \text{ mm}^4$
$W_{el} = 2,36 \times 10^5 \text{ mm}^3$	$W_{pl} = 2,86 \times 10^5 \text{ mm}^3$

---

### Resistência da secção transversal

#### Esbelteza da secção transversal

De acordo o ponto 4.4.2 deste documento, é recomendado que a esbelteza da secção transversal seja obtida através da tensão crítica da secção com recurso ao método das faixas finitas. Porém, conservativamente, irá ser utilizada como esbelteza da secção transversal a esbelteza do seu componente mais esbelto. Assim:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{\bar{b}}{t}}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{150 - 2 \times 10}{10}}{28,4 \times 1,01 \times \sqrt{4}} = 0,23 \leq 0,68 \quad (5.40)$$

Logo, está-se em condições de utilizar o método da resistência contínua, pois a esbelteza é inferior ao limite superior permitido por este método.

#### Capacidade de deformação da secção transversal

A capacidade de deformação da secção transversal é dada por:

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \frac{0,25}{\bar{\lambda}_p^{3,6}} = \frac{0,25}{0,23^{3,6}} = 49,5 > 15 \Rightarrow \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = 15 \quad (5.41)$$

Declive da reta de endurecimento por deformação

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{0,16\varepsilon_u - \varepsilon_y} = \frac{520 - 220}{0,16 \times 0,57 - 0,0011} = 3329,6 \text{ MPa} \quad (5.42)$$

Tensão limite na secção transversal

$$f_{csm} = f_y + E_{sh}\varepsilon_y \left( \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1 \right) = 220 + 3329,6 \times 0,0011(15 - 1) = 271,2 \text{ MPa} \quad (5.43)$$

Resistência da secção transversal à compressão simples

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_{csm}}{\gamma_{M0}} = \frac{5\,490 \times 271,2 \times 10^{-3}}{1,1} = 1353 \text{ kN} > N_{ed} = 250 \text{ kN} \quad (5.44)$$

Logo, está verificada a resistência da secção transversal à compressão simples. A título ilustrativo, a resistência estimada da secção transversal segundo o EC3-1-4 seria apenas de 1098 kN, conseguindo-se através do método da resistência contínua um aumento da resistência da secção transversal de cerca de 23%.

**Resistência à encurvadura de elementos comprimidos**

Tensão efetiva de encurvadura

$$\sigma_{eff} = \sqrt{f_y f_{csm}} = \sqrt{220 \times 271,2} = 244,3 \text{ MPa} \quad (5.45)$$

Esbelteza normalizada

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 200\,000 \times 1,773 \times 10^7}{(3,5 \times 10^3)^2} \times 10^{-3} = 2856,9 \text{ kN} \quad (5.46)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \sigma_{eff}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{5\,490 \times 244,3 \times 10^{-3}}{2856,9}} = 0,69 \quad (5.47)$$

Coeficiente de redução para encurvadura por flexão

Adotando o fator de imperfeição  $\alpha = 0,55$  e  $\bar{\lambda}_0 = 0,40$ , valores retirados do Quadro 4.5 para secções tubulares quadradas, tem-se, para o cálculo do coeficiente de redução para encurvadura por flexão:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1,0 \quad (5.48)$$

Em que:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.49)$$

Deste modo obtém-se:

$$\Phi = 0,5[1 + 0,55(0,69 - 0,4) + 0,69^2] = 0,82$$

$$\chi = \frac{1}{0,82 + [0,82^2 - 0,69^2]^{0,5}} = 0,79$$

Esforço normal resistente de encurvadura por flexão

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A \sigma_{eff}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,79 \times 5\,490 \times 244,3}{1,1} \times 10^{-3} = 963,2 \text{ kN} > N_{ed} = 250 \text{ kN} \quad (5.50)$$

Logo, está verificada a resistência do elemento à encurvadura por flexão. A título ilustrativo a resistência estimada segundo o EC3-1-4 seria apenas de 922 kN, conseguindo-se através do método da resistência contínua um aumento da resistência à encurvadura por flexão de cerca de 5%.

### 5.2.2 Viga sujeita a flexão composta com compressão

Para ilustrar os conceitos de verificação de segurança de vigas segundo o método da resistência contínua, considera-se a viga representada na Figura 5.12. Esta é dimensionada para ser utilizada como suporte a uma laje de betão não solidarizada, não funcionando portanto como laje mista. Apesar disso, admite-se que a laje impede a encurvadura lateral da viga. De acordo com as recomendações do Quadro 2.4, é utilizada a liga austenítica 1.4401. A viga é constituída por um perfil IPE 160 reforçado transversalmente. Assume-se que a resistência à encurvadura da alma por esforço transversal está garantida, assim como a resistência da secção transversal ao esforço transversal. A viga está simplesmente apoiada nas duas extremidades, sendo a distância entre apoios de 4 metros.

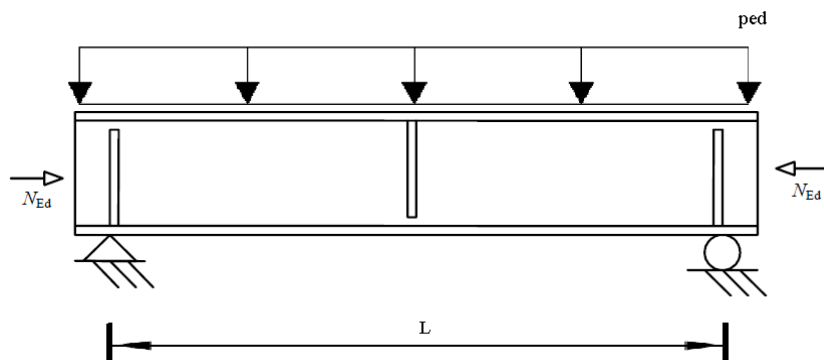


Figura 5.12: Viga sujeita a flexão composta com compressão

### Ações

As ações aplicadas resultam em cargas e esforços de dimensionamento iguais a:

$$N_{ed} = 10 \text{ kN}$$

$$p_{ed} = 8 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = \frac{p_{ed} \times L^2}{8} = \frac{P_{ed} \times L^2}{8} = 16 \text{ kNm}$$

### Propriedades do material

De acordo com o Quadro 2.1, para a liga 1.4401, tomam-se como valores característicos:

$$f_y = 220 \text{ MPa}$$

$$f_u = 520 \text{ MPa}$$

$$E = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 1,01$$

Para o método da resistência contínua, é necessário calcular também os valores das extensões de cedência e última. Assim:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{220}{200000} = 0,0011 \quad (5.51)$$

$$\varepsilon_u = 1 - \frac{f_y}{f_u} = 1 - \frac{220}{520} = 0,57 \quad (5.52)$$

### Propriedades geométricas da secção transversal

A Figura 5.9 representa a secção IPE160 utilizada para a viga:



Figura 5.13: Secção transversal IPE 160

$h = 160 \text{ mm}$	$b = 82 \text{ mm}$	$t_f = 7,4 \text{ mm}$	$t_w = 5 \text{ mm}$	$r = 2 \text{ mm}$
$W_{el,y} = 1,046 \times 10^5 \text{ mm}^3$		$W_{pl,y} = 1,192 \times 10^5 \text{ mm}^3$		
$A = 1943 \text{ mm}^2$		$I_y = 8,364 \times 10^6 \text{ mm}^4$	$I_z = 6,816 \times 10^5 \text{ mm}^4$	

### **Resistência da secção transversal**

#### **Esbelteza da secção transversal**

De acordo o ponto 4.4.2 deste documento, é recomendado que a esbelteza da secção transversal seja obtida através da tensão crítica da secção com recurso ao método das faixas finitas, sendo para isso utilizado o *software* CUFSM (Schafer & Ádány, 2006). Nesse programa, foram introduzidas a geometria da secção transversal, as propriedades do material e a distribuição das tensões na secção, obtendo-se deste modo a tensão crítica de encurvadura local da secção. Substituindo valores, obteve-se a seguinte tensão crítica:

$$\sigma_{cr,cs} = 2467,9 \text{ MPa}$$

Conservativamente, e apesar de se terem utilizado dimensões da linha média da secção na obtenção da tensão crítica, não se vai proceder à diminuição da esbelteza através da passagem da dimensões da linha média da secção para dimensões totais. Logo, a esbelteza da secção é dada por:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,cs}}} = \sqrt{\frac{220}{2467,9}} = 0,30 < 0,68 \quad (5.53)$$

Assim, está-se em condições de utilizar o método da resistência contínua pois a esbelteza é inferior ao limite estabelecido por este método.

#### **Capacidade de deformação da secção transversal**

A capacidade de deformação da secção transversal é dada por:

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \frac{0,25}{\bar{\lambda}_p^{3,6}} = \frac{0,25}{0,30^{3,6}} = 19,06 > 15 \Rightarrow \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = 15 \quad (5.54)$$

#### **Declive da reta de endurecimento por deformação**

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{0,16\varepsilon_u - \varepsilon_y} = \frac{520 - 220}{0,16 \times 0,57 - 0,0011} = 3329,6 \text{ MPa} \quad (5.55)$$

#### **Tensão limite na secção transversal**

$$f_{csm} = f_y + E_{sh}\varepsilon_y \left( \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1 \right) = 220 + 3329,6 \times 0,0011(15 - 1) = 271,2 \text{ MPa} \quad (5.56)$$

### Resistência da secção transversal à compressão simples

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_{csm}}{\gamma_{M0}} = \frac{1943 \times 271,2 \times 10^{-3}}{1,1} = 479,0 \text{ kN} > N_{ed} = 10 \text{ kN} \quad (5.57)$$

Logo, está verificada a resistência da secção transversal à compressão simples. A título ilustrativo, a resistência prevista da secção transversal segundo o EC3-1-4 seria apenas de 388,6 kN, conseguindo-se através do método da resistência contínua um aumento da resistência da secção transversal de cerca de 23%.

### Resistência da secção transversal à flexão simples

Para secções em I, fletidas segundo o seu eixo de maior inércia, o momento resistente da secção transversal é dado por:

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} \left[ 1 + \frac{E_{sh}}{E} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} \left( \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1 \right) - \left( 1 - \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} \right) / \left( \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \right)^2 \right] \quad (5.58)$$

$$M_{c,y,Rd} = \frac{1,192 \times 10^5 \times 220 \times 10^{-6}}{1,1} \left[ 1 + \frac{3329,6}{200000} \times \frac{1,046 \times 10^5}{1,192 \times 10^5} (15 - 1) - \left( 1 - \frac{1,046 \times 10^5}{1,192 \times 10^5} \right) / (15)^2 \right] = 28,9 \text{ kNm} > 16 \text{ kNm}$$

Logo, está verificada a resistência da secção transversal à flexão simples. A título ilustrativo, a resistência prevista da secção transversal segundo o EC3-1-4 seria apenas de 23,84 kN conseguindo-se através deste método um aumento da resistência da secção transversal de cerca de 21%.

### Resistência da secção transversal à flexão composta

Para secções fletidas apenas segundo o seu eixo de maior inércia, o momento fletor resistente reduzido pelo esforço normal é dado por:

$$M_{N,y,Rd} = M_{c,y,Rd} (1 - n^{a_y})^{\frac{1}{b_y}} \quad (5.59)$$

De acordo com o Quadro 4.4 para secções em I com  $\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = 15$ , tem-se:

$$a_y = \frac{A_w}{A} + 1,2 = \frac{h_w \times t_w}{A} + 1,2 = \frac{(160 - 2 \times 7,4) \times 5}{1943} + 1,2 = 1,57$$

$$b_y = 0,8$$

$$n = \frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{10}{479,0} = 0,021$$

Assim, substituindo valores na equação 5.59, obtém-se o seguinte momento fletor resistente reduzido pelo esforço normal:

$$M_{N,y,Rd} = M_{c,y,Rd}(1 - 0,021^{1,57})^{\frac{1}{0,8}} \approx M_{c,y,Rd} = 28,9 \text{ kNm} > 16 \text{ kNm}$$

Sendo o momento fletor resistente reduzido pelo esforço normal igual ao momento fletor plástico, está automaticamente verificada a resistência da secção transversal em flexão composta.

### **Resistência do elemento à encurvadura por flexão composta**

Os elementos sujeitos a flexão composta com compressão devem satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{c,y,Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}}} \right) + k_z \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq 1,0 \quad (5.60)$$

### **Tensão efetiva de encurvadura por flexão**

$$\sigma_{eff} = \sqrt{f_y f_{csm}} = \sqrt{220 \times 271,2} = 244,3 \text{ MPa} \quad (5.61)$$

### **Esbelteza normalizada para encurvadura por flexão**

O caso mais gravoso é a encurvadura segundo o eixo de menor inércia (z-z). Logo, apenas se calcula o esforço normal resistente à encurvadura por flexão segundo esse eixo:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 200\,000 \times 6,816 \times 10^5}{(4 \times 10^3)^2} \times 10^{-3} = 84,09 \text{ kN} \quad (5.62)$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \sigma_{eff}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1943 \times 244,3 \times 10^{-3}}{84,09}} = 2,34 \quad (5.63)$$

### **Coeficiente de redução para encurvadura por flexão**

Usando como fator de imperfeição  $\alpha = 0,70$  e  $\bar{\lambda}_0 = 0,20$ , valores retirados do Quadro 4.5 para secções em I fletidas segundo o eixo de menor inércia (eixo z-z), tem-se para o cálculo do coeficiente de redução para encurvadura por flexão:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1,0 \quad (5.64)$$

Em que:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.65)$$

Deste modo obtém-se:

$$\Phi_z = 0,5[1 + 0,70(2,34 - 0,2) + 2,34^2] = 3,98$$

$$\chi_z = \frac{1}{3,98 + [3,98^2 - 2,34^2]^{0,5}} = 0,14$$

Esforço normal resistente à encurvadura por flexão

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A \sigma_{eff}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,14 \times 1943 \times 244,3}{1,1} \times 10^{-3} = 60,41 \text{ kN} > N_{ed} = 10 \text{ kN} \quad (5.66)$$

Fatores de interação

Apenas é necessário determinar o fator k correspondente ao eixo y-y. Assim:

$$\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{16}{20} = 0,8 \text{ m} > 0,075 \text{ m} \Rightarrow k_y = 1,5$$

Resistência do elemento à encurvadura por flexão composta

Substituindo valores na equação 5.60, tem-se:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min}} + k_y \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{c,y,Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}}} \right) = \frac{10}{60,41} + 1,5 \left( \frac{16}{28,9 \times 1} \right) = 0,995 < 1$$

Logo, está verificada a resistência do elemento à encurvadura por flexão composta com compressão.



## 6 Conclusões e desenvolvimentos futuros

### 6.1 Conclusões

O aço inoxidável tem vindo a ser utilizado em diversos domínios da engenharia civil. De facto, para além das suas características de boa resistência mecânica, durabilidade e leveza, este tipo de aço é um material sustentável e de manutenção rentável, o que justifica a sua consideração por parte dos projetistas.

A aplicabilidade do aço inoxidável está comprovada em diversas estruturas, como pontes, coberturas e mesmo estruturas de edifícios, onde é possível aproveitar as suas potencialidades. Apesar disso, o seu elevado custo inicial torna a sua aplicação em estruturas correntes ainda pouco comum quando comparada com materiais concorrentes, em especial com o aço carbono, sendo o aço inoxidável ainda frequentemente considerado como uma solução extravagante para problemas estruturais.

É assim importante que o dimensionamento de elementos estruturais em aço inoxidável seja feito de maneira eficiente, seja na escolha da liga mais adequada, seja no cálculo da resistência dos elementos, de modo a compensar o seu elevado custo inicial através da poupança de material.

Uma das principais dificuldades no estudo do comportamento de ligas de aço inoxidável resulta da variabilidade das suas relações tensão-deformação. Com efeito, materiais das mesmas ligas podem apresentar curvas significativamente diferentes, devido ao processo de fabrico e aos tratamentos térmicos aplicados ao material. Deste modo, é particularmente difícil tirar partido das suas características mecânicas de forma eficiente através de verificações de segurança normalizadas como as da parte 1-4 do Eurocódigo 3, que, por analogia com o aço carbono, utiliza uma lei constitutiva linear elástica-perfeitamente plástica. A adoção desta relação constitutiva simplificada, para além do limitado número de dados experimentais disponíveis aquando da sua elaboração, resulta num excesso de conservadorismo no cálculo da resistência de secções transversais de elementos em aço inoxidável.

Assim, para um dimensionamento mais económico, é necessário uma otimização dos métodos de dimensionamento que reflitam a capacidade de resposta real do aço inoxidável, explorando o seu endurecimento por deformação e consequentemente permitindo obter resistências do material superiores. Neste documento referem-se alguns métodos propostos por diversos autores para revisão das regras de verificação de segurança de elementos estruturais em aço inoxidável, com especial destaque para o método da resistência contínua.

Este método considera uma relação tensão-deformação linear elástica com endurecimento por deformação e admite que se atinge a deformação plástica do elemento estrutural, fornecendo expressões simplificadas para o cálculo da resistência das secções transversais que conduzem a valores de resistência superiores aos calculados através do Eurocódigo 3, para esforços de cálculo idênticos.

Apesar do aço inoxidável possuir diferenças suficientes em termos de propriedades físicas e mecânicas em relação ao aço carbono para merecer tratamento distinto deste, o dimensionamento de elementos estruturais em aço inoxidável segue ainda de forma muito aproximada as regras de verificação de segurança de elementos em aço carbono. Torna-se pois necessária uma revisão das suas regras de verificação de segurança de modo a explorar as suas capacidades e rentabilizar o seu dimensionamento, tornando-o mais atrativo para projetistas e construtores. Apesar disso, o paradigma do aço inoxidável como solução “especial” para problemas estruturais deverá manter-se, pois a sua característica chave e diferenciadora de outros materiais estruturais é a elevada resistência à corrosão. Nestas condições, para elementos estruturais onde a resistência mecânica é o fator determinante na escolha do material (como por exemplo, para elementos interiores), o aço inoxidável continuará certamente a ser pouco utilizado, atendendo ao seu preço elevado relativamente a outros concorrentes, em especial o aço carbono.

## **6.2 Desenvolvimentos futuros**

Presentemente, existem já numerosos dados experimentais sobre elementos estruturais de aço inoxidável que podem justificar uma revisão das normas europeias que estabelecem as regras de verificação de segurança de elementos estruturais de aço inoxidável. Apesar disso, existe ainda muita falta de informação sobre diversos aspetos do dimensionamento de estruturas de aço inoxidável. Recomenda-se pois a realização de estudos e análises de fenómenos não abordados neste documento como fadiga, resistência ao fogo e comportamento de ligações entre elementos, tópicos para os quais a informação e os dados experimentais relativos a estruturas de aço inoxidável são ainda muito escassos e que deverão ser aprofundados, de modo a viabilizar o uso mais alargado do aço inoxidável como material estrutural.

## 7 Bibliografia

Afshan, S. & Gardner, L., 2013. The continuous strength method for structural stainless steel design. *Thin-Walled Structures*, Volume 68, pp. 42-49.

Ashraf, M., Gardner, L. & Nethercot, D. A., 2005. Strength enhancement of the corner regions of stainless steel cross-sections. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 61, pp. 37-52.

Ashraf, M., Gardner, L. & Nethercot, D. A., 2006. Compression strength of stainless steel cross-sections. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 62, p. 105–115.

Ashraf, M., Gardner, L. & Nethercot, D. A., 2008. Structural stainless steel design: Resistance based on deformation capacity. *Journal of structural engineering*, Volume 134, pp. 401-411.

Baddoo, N., 2008. Stainless steel in construction: A review of research, applications, challenges and opportunities. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 64, pp. 1199-1206.

Baddoo, N., Burgan, R. & Ogden, R., 1997. *Architects guide to stainless steel*. Ascot: Steel Construction Institute.

Baddoo, N. & Gardner, L., 2000. *WP5.2: Member Behaviour at elevated temperatures*, ECSC project - Development of the use of stainless steel in construction: The Steel Construction Institute.

Bouchaïr, A., Averseng, J. & Abidelah, A., 2008. Analysis of the behaviour of stainless steel bolted connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 64, pp. 1264-1274.

Cala Galdana Bridge, 2010. *Structural stainless steel case study 02*, Disponivel online em: [http://www.euro-inox.org/pdf/case/SCI/Menorca\\_Bridge\\_EN.pdf](http://www.euro-inox.org/pdf/case/SCI/Menorca_Bridge_EN.pdf): Euro Inox.

Carvalho, E., Van den Berg, G. & Van der Merwe, P., 1990. *Local shear buckling in cold formed stainless steel beam webs*. Proceedings of the annual technical session of the structural stability research council, Structural stability research council.

Cashell, K. & Baddoo, N., 2014. Ferritic stainless steels in structural applications. *Thin-Walled Structures*, Volume 83, pp. 169-181.

Cobb, H., 2010. *The history of stainless steel*. Cleveland: ASM International.

Cruise, R. B. & Gardner, L., 2008. Strength enhancements induced during cold forming of stainless steel sections. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 64, pp. 1310-1316.

EN 10088-1, 2005. *Stainless steels - Part 1: List of stainless steels*. Brussels: CEN-European Committee for Standardization.

EN 10088-4, 2009. *Stainless Steels - Part 4: Technical delivery conditions for sheet/plate and strip of corrosion resisting steels for construction purposes*. Brussels: CEN-European Committee for Standardization.

EN 1993-1-3, 2006. *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*. Brussels: CEN-European Committee for Standardization.

EN 1993-1-4, 2006. *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-4: General rules - Supplementary rules for stainless steels*. Brussels: CEN-European Committee for Standardization.

EN 1993-1-5, 2006. *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements*. Brussels: CEN-European Committee for Standardization.

Estrada, I., Real, E. & Mirambell, E., 2006. General behaviour and effect of rigid and non-rigid end post in stainless steel plate girders loaded in shear. Part I: Experimental study. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 63(7), p. 970–984.

Euro Inox, 2006. *Design manual for structural stainless steel*. Ascot: Steel Construction Institute.

Euro Inox, 2007. *Design manual for structural stainless steel - Commentary*. Ascot: Steel Construction Institute.

Ferreira, M. G., 1998. *Princípios da Corrosão Electroquímica, Passivação, Tipos de Corrosão*. Lisboa: IST - Instituto Superior Técnico.

Galéa, Y., 2009. *LTBeam Version 1.0.11*. CTICM: Centre Technique Industriel de la Construction Métallique.

Gardner, L., 2002. *A new approach to structural stainless steel design*, Ph.D. Thesis: Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.

Gardner, L., 2005. The use of stainless steel in structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, Volume 7, pp. 45-55.

Gardner, L., 2008. The continuous strength method. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*, Volume 161, pp. 127-133.

Gardner, L. & Ashraf, M., 2006. Structural design for non-linear metallic materials. *Engineering Structures*, Volume 28, p. 926–934.

Gardner, L., Liew, A. & Wang, F., 2011. Influence of strain hardening on the behavior and design of steel structures. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, Volume 11, pp. 855-875.

Gardner, L. & Ng, K., 2006. Temperature development in structural stainless steel sections exposed to fire. *Fire Safety Journal*, Volume 41, pp. 185-203.

Gardner, L. & Theofanous, M., 2008. Discrete and continuous treatment of local buckling in stainless steel elements. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 64, p. 1207–1216.

Gedge, G., 2008. Structural uses of stainless steel — buildings and civil engineering. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 64, pp. 1194-1198.

Landolfo, R., 2008. Cold-formes structures - Eurocode 9-1-4. *Workshop: Eurocodes - Background and Applications, Brussels*.

Liew, A. & Gardner, L., 2015. Ultimate capacity of structural steel cross-sections under compression, bending and combined loading. *Structures*, Volume 1, pp. 2-11.

Martha, L. F., 2001. *Ftool – Two-Dimensional Frame Analysis Tool. Versão Educacional 2.09*, Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio. Departamento de Engenharia Civil e Tecgraf/PUC-Rio: Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica.

New Beijing Poly Plaza cable net wall, 2011. *Structural stainless steel case study 09*. Disponível online em: [http://www.euro-inox.org/pdf/case/SCI/Beijing\\_Poly\\_Plaza\\_EN.pdf](http://www.euro-inox.org/pdf/case/SCI/Beijing_Poly_Plaza_EN.pdf): Euro Inox.

NP EN 1990, 2009. *Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*. Caparica: IPQ -Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1993-1-1, 2005. *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Caparica: IPQ -Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1993-1-2, 2010. *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-2: Regras gerais - Verificação da resistência ao fogo*. Caparica: IPQ -Instituto Português da Qualidade.

Porsche Pavilion, 2013. *Case study*. Disponível online em: [http://www.euro-inox.org/pdf/case/Porsche/Porsche\\_Pavillon\\_EN.pdf](http://www.euro-inox.org/pdf/case/Porsche/Porsche_Pavillon_EN.pdf): Euro Inox.

Quach, W. & Qiu, P., 2014. Strength and ductility of corner materials in cold-formed stainless steel sections. *Thin-Walled Structures*, Volume 83, pp. 28-42.

Ramberg, W. & Osgood, W. R., 1943. Description of stress-strain curves by three parameters. In: *Technical Note no. 902*. Washington, D.C.: National Advisory Committee for Aeronautics.

Rasmussen, K. J., 2003. Full-range stress-strain curves for stainless steel alloys. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 59, pp. 47-61.

Rossi, B., 2014. Discussion on the use of stainless steel in constructions in view of sustainability. *Thin-Walled Structures*, Volume 83, pp. 182-189.

Saliba, N., Real, E. & Gardner, L., 2014. Shear design recommendations for stainless steel plate girders. *Engineering Structures*, Volume 59, pp. 220-228.

Schafer, B. & Ádány, S., 2006. *Buckling analysis of cold formed steel members using CUFSM:conventional and constrained finite strip methods*. Proceedings of the eighteenth international specialty conference on cold-formed steel structures, Center for Cold-formed Steel Structures.

Simões, R. A. D., 2014. *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas*. 3ª ed. Coimbra: CMM.

Van den Berg, G. & Van der Merwe, P., 1992. *Prediction of corner mechanical properties for stainless steels due to cold forming*. Proceedings of the eleventh international specialty conference on cold-formed steel structures, Center for Cold-formed Steel Structures, pp. 581-576.

Wood, R. H., 1974. Effective length of columns in multi-storey buildings. *The Structural Engineer*, Volume 52.

Zhao, O., Rossi, B., Leroy, G. & Young, B., 2015. Behaviour of structural stainless steel cross-sections under combined loading – Part II: Numerical modelling and design approach. *Engineering Structures*, Volume 89, p. 247–259.